

COMPORTAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO GEOPOLIMÉRICO
COM POUCA ARMADURA TRANSVERSAL

JUSCELINA ROSIANE FERREIRA

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY
RIBEIRO - UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES - RJ
MAIO - 2009

COMPORTAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO GEOPOLIMÉRICO COM POUCA ARMADURA TRANSVERSAL

JUSCELINA ROSIANE FERREIRA

Dissertação apresentada ao Centro de Ciência e Tecnologia da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para a obtenção de título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Sergio Luis González Garcia

Co-orientador: Dylmar Penteado Dias

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY
RIBEIRO - UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES - RJ

MAIO - 2009

COMPORTAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO GEOPOLIMÉRICO COM POUCA ARMADURA TRANSVERSAL

JUSCELINA ROSIANE FERREIRA

Dissertação apresentada ao Centro de Ciência e Tecnologia da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para a obtenção de título de Mestre em Engenharia Civil.

Aprovada em 07 de maio de 2009.

Comissão Examinadora:

Prof. Marcos Martinez Silvosso (Doutor, Engenharia Civil) - COPPE/UFRJ

Prof. Guilherme Chagas Cordeiro (Doutor, Engenharia Civil) - UENF

Prof. Dylmar Penteado Dias (Doutor, Ciência dos Materiais) - UENF
Co-orientador

Prof. Sergio Luis Gonzáles Garcia (Doutor, Engenharia Civil) - UENF
Orientador

“Dê-me uma alavanca e um ponto de apoio, e eu moverei o mundo.” Arquimedes

DEDICATÓRIA

À minha família.

AGRADECIMENTOS

Ao professor Sergio Luis pela orientação segura, dedicação, paciência, amizade, confiança e otimismo. Por sua disposição na realização de toda a parte experimental deste trabalho. Ao professor Dylmar pela co-orientação. Ao professor Guilherme por sua disponibilidade em ajudar e por facilitar a realização dos ensaios de tração nas barras de aço junto à COPPE. A todos os professores da UENF pelos ensinamentos passados e pela amizade.

À toda minha família pelo apoio constante, pelo incentivo e pela confiança. Agradeço especialmente aos meus pais que não mediram esforços para a continuação dos meus estudos e aos meus irmãos pela compreensão.

Aos amigos, pelos momentos inesquecíveis que passamos juntos. Em especial à Regininha, Juliana, Aline e Rosivaldo pelas brincadeiras, apoio, amizade e pelos inúmeros favores realizados. Ao Marlon, Thiago, Jair e Anderson pela amizade, apoio e toda a ajuda durante a realização da parte experimental. Em especial ao Anderson pela sua ajuda incansável na realização da concretagem das vigas e nos ensaios de ruptura.

Aos amigos do GOU-UENF, especialmente ao Adilson e a Liliana pela amizade e pelas orações.

À Juliana, Iliani, Joseane, Carla e Laura que moraram comigo durante esses anos e que foram minha família, ajudando-me e compartilhando vários momentos da minha vida.

Ao José Renato do Setor de Estruturas e aos estagiários Jean, Diogo e Alan. Em especial ao Gabriel e Rafael pelo empenho e boa vontade demonstrados.

À FAPERJ pelo apoio financeiro e à UENF pela oportunidade e pela estrutura oferecida.

A todos que direta ou indiretamente contribuíram para a concretização deste mestrado.

Agradeço principalmente Àquele que sempre esteve ao meu lado. Pela companhia nos momentos difíceis, pela certeza de que tudo seria possível. Obrigada Deus, por mais esta conquista.

ÍNDICE

LISTA DE FIGURAS.....	ix
LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS.....	xiii
RESUMO	xvi
ABSTRACT	xvii
1.INTRODUÇÃO.....	1
1.1.Objetivos	2
1.2.Justificativa	2
1.3.Estrutura da dissertação.....	3
2.REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1.Concreto geopolimérico	4
2.1.1.Histórico	4
2.1.2.Definições	5
2.1.3.Propriedades	6
2.2.Concreto de cimento geopolimérico armado.....	9
2.3.Vigas de concreto convencional sem armadura transversal	13
2.4.Armadura transversal mínima.....	15
2.4.1.Equações recomendadas por normas para o concreto convencional	24
2.5.Considerações gerais	26
3.PROGRAMA EXPERIMENTAL	28
3.1.Materiais das vigas.....	28
3.1.1.Concreto de cimento geopolimérico	28
3.1.2.Armaduras longitudinal e transversal	32
3.2.Definição do traço	34
3.3.Confecção das vigas	36
3.4.Características das vigas.....	37
3.5.Capacidades resistentes teóricas das vigas	39
3.5.1.Resistência à flexão	39
3.5.2.Resistência ao cortante	40
3.6.Montagem e execução dos ensaios	40
4.RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	43
4.1.Cargas de fissuração diagonal e modos de ruptura.....	43
4.2.Fissuração.....	44
4.3.Deformação específica das armaduras.....	47
4.3.1.Armadura Transversal	47

4.4.Deslocamento vertical.....	49
4.5.Deformação específica ao longo da seção no meio do vão	52
4.6.Verificação dos critérios de definição de armadura transversal mínima.....	53
4.6.1.Critério de reserva de resistência	53
4.6.2.Avaliação do parâmetro (τ_{wy}^*/τ_{cr}) proposto por Garcia (2002).....	54
5.CONCLUSÕES.....	57
6.REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	59
7.ANEXO FOTOGRÁFICO.....	62

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Tipos de estrutura dos sialatos (Davidovits, 1994).....	5
Figura 2.2 - Imagens de MEV da pasta geopolimérica em ciclagem na água após o 6º ciclo com aumento de: (a) 80x e; (b) 1500x (Mauri, 2008).....	8
Figura 2.3 - Imagem de MEV de pasta geopolimérica (Skaf, 2008).....	8
Figura 2.4 - Curvas tensão média de aderência <i>versus</i> deslizamento relativo até 0,2 mm (Dias, 2001).	9
Figura 2.5 - Configuração do ensaio e dimensões da viga (Sumajouw e Rangan, 2006).	10
Figura 2.6 - Efeito da resistência do concreto na capacidade a flexão das vigas. (Sumajouw e Rangan, 2006).	11
Figura 2.7 - Efeito da taxa de armadura longitudinal na ductilidade (Sumajouw e Rangan, 2006).....	11
Figura 2.8 - (a) Força de arrancamento <i>versus</i> deslizamento relativo e (b) Tensão de aderência <i>versus</i> deslizamento relativo (Soares, 2006).	13
Figura 2.9 - Armadura transversal mínima requerida pelas normas (Rahal e Al-Shaleh, 2004).	16
Figura 2.10 - Padrão de fissuração das vigas (Garcia, 2002).....	21
Figura 2.11 - Diagrama carga <i>versus</i> deslocamento vertical no meio do vão: a) Vigas de elevada resistência, b) Vigas de baixa resistência (Garcia, 2002).	23
Figura 2.12 - Diagrama carga <i>versus</i> deformação da armadura longitudinal no meio do vão: a) Vigas elevada de resistência e b) Vigas de baixa resistência (Garcia, 2002).	23
Figura 2.13 - Valores de $\rho_{sw, min}$ recomendados por algumas normas.....	26
Figura 3.1 - Difratoograma do metacaulim.	30
Figura 3.2 - Curva granulométrica do agregado miúdo.....	31
Figura 3.3 - Curva granulométrica do agregado graúdo.	31
Figura 3.4 - Curvas tensão <i>versus</i> deformação das amostras de aço de 16,0 mm.	32
Figura 3.5 - Diagrama tensão <i>versus</i> deformação aço de 5.0 mm.....	33
Figura 3.6 - Curvas tensão <i>versus</i> deformação das amostras de aço de 4.2 mm.	33
Figura 3.7 - Retirada dos corpos de prova das vigas.	36
Figura 3.8 - Valores de $\rho_{sw, min}$ segundo normas e valores de ρ_{sw} adotados.....	38
Figura 3.9 - Instrumentação e detalhamento das armaduras das vigas.	38
Figura 3.10 - Diagrama de distribuição retangular de tensões.	39

Figura 3.11 - Esquema de Ensaio.....	41
Figura 3.12 - Instrumentação da armadura transversal e longitudinal.	41
Figura 3.13 - Localização dos extensômetros para medição das deformações das armaduras.....	42
Figura 3.14 - Dimensões das vigas e localização dos LVDTs.	42
Figura 4.1 - Padrão de fissuração apresentado pelas vigas.....	44
Figura 4.2 - Nichos de concretagem na Viga 2.....	45
Figura 4.3 - Diagrama carga x abertura de fissuras para a viga R.	46
Figura 4.4 - Diagrama carga x abertura de fissuras para a viga 3.....	46
Figura 4.5 - Diagrama carga x abertura de fissuras para a viga 4.....	47
Figura 4.6 - Diagrama carga x abertura de fissuras para a viga 5.....	47
Figura 4.7 - Diagrama carga <i>versus</i> deformação na armadura transversal da viga 3.....	48
Figura 4.8 - Diagrama carga <i>versus</i> deformação na armadura transversal da viga 4.....	48
Figura 4.9 - Diagrama carga <i>versus</i> deformação na armadura transversal da viga 5.....	49
Figura 4.10 - Diagrama carga <i>versus</i> deslocamento vertical no meio do vão para a viga R.	49
Figura 4.11 - Diagrama carga <i>versus</i> deslocamento vertical no meio do vão para a ..	50
Figura 4.12 - Diagrama carga <i>versus</i> deslocamento vertical no meio do vão para a ..	50
Figura 4.13 - Diagrama carga <i>versus</i> deslocamento vertical no meio do vão para a ..	50
Figura 4.14 - Diagrama carga <i>versus</i> deslocamento vertical no meio do vão.	51
Figura 4.15 - Índice de ductilidade (Δ_u/Δ_{cr}) em função de $\rho_{sw}f_{yw}/f_{cm}$ para as vigas ensaiadas.....	52
Figura 4.16 - Deformação ao longo da seção transversal no meio do vão das vigas.	52
Figura 4.17 - Relação V_u/V_c em função de $\rho_{sw}f_{yw}/f_{cm}$ para as vigas ensaiadas segundo diferentes normas.....	54
Figura 4.18 - Relação τ_{wu}/τ_{wcr} em função de $\rho_{sw}f_{yw}/f_{cm}$ para as vigas ensaiadas neste trabalho e por Garcia (2002), Rahal e Al-Shaleh (2004), Cladera e Mari (2005) e Lee e Kim (2008).....	55
Figura 4.19 - Relação τ_{wy}^*/τ_{wcr} em função de $\rho_{sw}f_{yw}/f_{cm}$ para as vigas ensaiadas pela autora e por Garcia (2002).	56
Figura 7.1 - Viga de referência após a ruptura.	62
Figura 7.2 - Viga de referência (a) fissuras diagonais (b) Ruptura	62
Figura 7.3 - Viga 2 após a ruptura.....	62
Figura 7.4 - Detalhe da ruptura da viga 2 (a) fissuras diagonais (b) Ruptura.....	63

Figura 7.5 - Viga 3: Detalhe da formação das fissuras.....	63
Figura 7.6 - Viga 3 após ruptura.	63
Figura 7.7 - Viga 4 (a) Detalhe da ruptura (b) Ruptura do estribo.....	64
Figura 7.8 - Viga 5 (a) Detalhe da ruptura (b) Ruptura do estribo.....	64

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Características das vigas e resultados dos ensaios (Sumajouw e Rangan, 2006).....	10
Tabela 2.2 - Força de arrancamento para um deslizamento relativo de 0,1 mm (Soares, 2006).....	12
Tabela 2.3 - Características das vigas e principais resultados dos ensaios (Rahal e Al-Shaleh, 2004)	16
Tabela 2.4 - Características das vigas ensaiadas (Cladera e Mari, 2005).....	18
Tabela 2.5 - Valores experimentais e teóricos de cortante para diferentes normas (Cladera e Mari, 2005).	19
Tabela 2.6 - Principais resultados das vigas ensaiadas por Lee e Kim (2008).	20
Tabela 2.7 - Características das vigas e principais resultados obtidos nos ensaios (Garcia, 2002).....	22
Tabela 3.1 - Resultados da análise química do silicato de sódio alcalino*.....	29
Tabela 3.2 - Composição química do Metacaulim*.....	29
Tabela 3.3- Propriedades físicas e químicas do cimento Portland*.....	30
Tabela 3.4 - Características das barras de aço utilizadas.....	33
Tabela 3.5 - Quantidade de material empregado por m ³ para o traço 1:2:3:0,52.	34
Tabela 3.6 - Quantidade de material empregado para o traço 1:2:3:0,45 com aditivo.38	
Tabela 3.7 - Quantidade de material empregada por m ³ de concreto.	35
Tabela 3.8 - Resultados dos ensaios de resistência à compressão e a tração dos corpos-de-prova retirados das vigas.	37
Tabela 3.9 - Características das vigas.	39
Tabela 3.10 - Cargas teóricas de ruptura por flexão das vigas ensaiadas.	39
Tabela 3.11 - Valores teóricos de resistência ao cortante das vigas.....	40
Tabela 4.1 - Dados e resultados das vigas ensaiadas.	43
Tabela 4.2 - Tipo de ruptura apresentado pelas vigas.	43
Tabela 4.3 - Valores de Δ_u/Δ_{cr} para as vigas ensaiadas.	51
Tabela 4.4 - Valores de altura da linha neutra e deformação específica do concreto para a carga de ruptura.	53
Tabela 4.5 - Valores de V_c segundo normas NBR 6118 (2003), CEB FIP (1990) e ACI 318 (2005).....	53
Tabela 4.6 - Tensões cisalhantes nominais absolutas e relativas	54

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

LETRAS ROMANAS

a	Vão de cisalhamento (em vigas com cargas concentradas, distância entre apoio e carga concentrada mais próxima do mesmo);
A_{sw}	Área de armadura transversal;
$A_{sw, min}$	Área de armadura transversal mínima;
b_w	Menor largura da seção, ao longo da altura útil;
d	Altura útil da seção, igual à distância do bordo comprimido ao centróide da seção da armadura longitudinal de tração;
E_c	Módulo de elasticidade do concreto;
E_s	Módulo de elasticidade do aço;
f_c	Resistência à compressão do concreto obtida no ensaio de cilindros;
f_{ck}	Resistência à compressão característica do concreto;
f_{cm}	Resistência à compressão média do concreto;
f_{ctk}	Resistência à tração característica do concreto;
f_{ct}	Resistência à tração do concreto;
f_{ctm}	Resistência à tração média do concreto;
$f_{ct,sp}$	Resistência à tração indireta do concreto;
f_y	Tensão de escoamento da armadura longitudinal;
f_{yw}	Tensão de escoamento da armadura transversal;
f_{ywd}	Tensão de escoamento de cálculo da armadura transversal;
f_{ywk}	Tensão de escoamento característica da armadura transversal;
f_{su}	Resistência à tração do aço da armadura longitudinal e transversal;
h	Altura da viga;
L	Vão da viga;
M_u	Momento correspondente à ruptura por cortante;
M_f	Momento fletor resistente;

s	Espaçamento entre os estribos (centro a centro);
V	Força cortante na seção analisada;
V_c	Parcela da força cortante resistida pelo concreto (termo corretivo);
V_{cr}	Força cortante correspondente à fissuração diagonal;
$V_{u,t}$	Força cortante última teórica;
V_u	Força cortante última experimental;
V_y	Força cortante correspondente ao início do escoamento da armadura transversal;
$V_{y,l}$	Força cortante correspondente ao início do escoamento da armadura longitudinal;
V_y^*	Força cortante média correspondente ao escoamento de todos os estribos de cada viga que atingiram a deformação ϵ_{sy}^* ;
x	Distância do bordo mais comprimido à linha neutra;
y	Distância da seção de aplicação da carga a uma seção da viga;
z	Distância entre os centróides das seções dos banzos comprimido e tracionado (braço da alavanca);

LETRAS GREGAS

α	Ângulo da armadura transversal da viga com o eixo longitudinal;
Δ_{cr}	Flecha correspondente ao cortante de fissuração diagonal;
Δ_u	Flecha correspondente ao cortante último;
ϵ_{co}	Deformação do concreto para o valor máximo de tensão de compressão;
ϵ_{cu}	Deformação máxima do concreto;
ϵ_{sy}^*	Deformação de escoamento correspondente a diagrama tensão x deformação bilinear;
ϵ_{sy}	Deformação de escoamento do aço;
ϵ_{su}	Deformação última do aço na ruptura;
θ	Ângulo de inclinação das bielas com relação ao eixo longitudinal da viga;
ρ	Taxa geométrica da armadura longitudinal de tração;

ρ_b	Taxa geométrica da armadura longitudinal de tração balanceada;
ρ_{sw}	Taxa geométrica da armadura transversal;
$\rho_{sw, min}$	Taxa geométrica da armadura transversal mínima;
τ_{wy}	Tensão de cisalhamento nominal correspondente ao início do escoamento da armadura transversal;
τ_{wy}^*	Tensão de cisalhamento nominal média correspondente ao escoamento ε_{sy}^* de todos os estribos;
τ_{wu}	Tensão de cisalhamento nominal última;
τ_{wcr}	Tensão de cisalhamento nominal de fissuração;
τ	Tensão cisalhante nominal;

RESUMO

O concreto geopolimérico é obtido a partir de reações químicas entre materiais ricos em sílica e alumina, e compostos alcalinos, apresentando características físicas e mecânicas bem similares às aquelas apresentadas pelos concretos de alto desempenho. Neste trabalho iniciaram-se os estudos sobre armadura transversal mínima em vigas de concreto geopolimérico com resistência a compressão em torno de 30 MPa e armadura transversal aproximadamente a mínima. A armadura transversal mínima garante que na existência de sobrecargas não previstas, a viga não sofra ruptura brusca quando ocorre a fissuração. Foi feita uma análise das principais equações, métodos teóricos e trabalhos experimentais existentes na literatura sobre armadura transversal mínima necessária em vigas de concreto convencional. A parte experimental compreende ensaios de cinco vigas de concreto geopolimérico, sendo quatro vigas com taxa de armadura transversal mínima na faixa de variação recomendada pelas principais normas para o concreto convencional e uma viga de referência sem armadura transversal. As vigas foram simplesmente apoiadas e carregadas por um carregamento simétrico de duas cargas concentradas, com relação vão de cisalhamento/altura efetiva $a/d = 3,6$. Observou-se que o comportamento das vigas de concreto geopolimérico em relação ao tipo de ruptura e padrões de fissuração é bem similar ao apresentado pelas vigas de concreto convencional. Além disso, as vigas que continham armadura transversal mínima recomendada pelas normas não apresentaram ruptura brusca mostrando significativa reserva de resistência após a fissuração diagonal.

ABSTRACT

The geopolymeric concrete is a new kind of concrete obtained of the reaction of alumino-silicate raw materials with alkaline compounds. It presents mechanical and physical properties similar to the high-strength concrete. In this work the researches about minimum transverse reinforcement in geopolymeric concrete beams with compressive strength approximately equal to 30 MPa were begun. The minimum transverse reinforcement must prevent sudden shear failure on the formation of first diagonal tension cracking. It was performed review of the equations major, theoretical methods and experimental works existing in the literature for the determination of minimum shear reinforcement on beams. The experimental program includes tests of four beams with shear reinforcement in the range of variation proposed to the major codes for the conventional concrete, and one beam of reference without transverse reinforcement in the shear span. The beams had shear span/effective depth ratio equal to 3.6. The beams were simple supported and submitted to symmetric load. The performance of beams in the failure and the cracks pattern is like that the conventional concrete. The values of minimum shear reinforcement provide of codes taken were sufficient to avoid the brittle failure and to insure reserve of strength after shear cracking.

1. INTRODUÇÃO

A armadura transversal das vigas tem como objetivo limitar a abertura das fissuras e evitar a flambagem da armadura longitudinal na zona comprimida. Em alguns casos dependendo do nível de carga e/ou das suas dimensões, as vigas pelo cálculo teórico não precisariam de armadura transversal, adotando-se, portanto uma armadura transversal mínima. Essa armadura transversal mínima é aquela necessária para que a viga, na eventualidade da existência de sobrecargas não previstas, não sofra ruptura brusca assim que ocorre a fissuração e, além disso, controle adequadamente as fissuras de tração diagonal nos níveis de carga de serviço (Garcia, 2002).

Atualmente existem diversos tipos de concreto com diferentes cimentos, agregados, adições, aditivos e formas de aplicação. Um novo tipo de concreto muito pesquisado nos dias atuais é o concreto geopolimérico, cuja química envolvida é através da ativação alcalina de materiais ricos em sílica (SiO_2) e alumina (Al_2O_3). Esse concreto é produzido a partir de cimentos álcali-ativados, muitas vezes denominados na literatura internacional como geopolímeros, apresentando características físicas e mecânicas bem similares às aquelas apresentadas pelo concreto de alto desempenho (Vargas *et al.*, 2006).

O conhecimento e o comportamento desse novo material, principalmente em conjunto com o aço (concreto armado), é um desafio para os pesquisadores, visto que, ainda existem muitos aspectos pouco conhecidos e caracterizados quer no âmbito dos processos reativos, como nas condições de cura ou do comportamento em relação ao tempo.

O Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro - LECIV/UENF tem desenvolvido estudos sobre as propriedades dos cimentos geopoliméricos. Já foram concluídas três dissertações de mestrado que mostraram excelentes propriedades do concreto geopolimérico em relação à aderência com o aço e um comportamento satisfatório aos ataques químicos por sulfatos e ácidos (Soares, 2006; Mauri, 2008 e Dias, 2008).

O presente estudo busca complementar as pesquisas realizadas no LECIV/UENF avaliando o comportamento do concreto de cimento geopolimérico armado, analisando principalmente a taxa de armadura transversal mínima em vigas confeccionadas com esse material. Os trabalhos anteriores realizados no

LECIV/UENF envolveram o estudo das propriedades do cimento geopolimérico analisando peças de pequena dimensão. No presente estudo foram ensaiadas peças de grande dimensão (tamanho real) buscando-se avaliar a aplicabilidade desse novo material a situações em que o concreto de cimento portland é comumente usado.

1.1. Objetivos

O objetivo geral desse trabalho foi iniciar os estudos sobre armadura transversal mínima em vigas submetidas à flexão simples, realizadas com concreto de cimento geopolimérico (CCG) do tipo PSS (polissiloxossialato) com resistência à compressão em torno de 30 MPa, destacando-se os seguintes objetivos específicos:

- verificar o comportamento de vigas de concreto geopolimérico com armadura transversal mínima em relação aos padrões de fissuração, ductilidade, reserva de resistência, deformação do concreto e da armadura transversal;
- comparar os resultados obtidos com aqueles apresentados por Garcia (2002) e outros autores, para vigas de concreto de cimento Portland (CCP).

1.2. Justificativa

Diversas pesquisas mostram que o concreto de cimento geopolimérico apresenta excelentes propriedades em relação à durabilidade, elevada resistência química e mecânica e alta aderência com o aço (Dias, 2001; Soares, 2006; Pereira *et al.*, 2006). Essas propriedades induzem os elementos de concreto geopolimérico armado a terem comportamento diferenciado em relação aos de concreto de cimento Portland (CCP), levando a modificação nos métodos de cálculo. Dessa forma, é de grande importância a realização de pesquisas sobre concreto geopolimérico armado. É necessário obter mais informações sobre o comportamento aço-concreto geopolimérico e dados científicos para o embasamento teórico em relação ao dimensionamento dos elementos estruturais, a fim de garantir que no futuro sua aplicação na construção civil seja realizada de forma confiável e eficaz.

1.3. Estrutura da dissertação

O capítulo 1 destacou a importância deste trabalho e seus objetivos.

No capítulo 2 é feita uma revisão bibliográfica, apresentando as principais propriedades do cimento geopolimérico e trabalhos existentes na literatura sobre concreto geopolimérico armado. Além disso, são apresentados os principais fatores que influenciam a resistência ao cortante de vigas de concreto armado, taxa de armadura transversal mínima e os valores recomendados por algumas normas para o cimento Portland. São revisados trabalhos existentes na literatura que tiveram como objetivo analisar a armadura transversal mínima de vigas de concreto convencional com diferentes resistências.

O capítulo 3 apresenta a metodologia usada neste trabalho. São apresentadas as características dos materiais e a descrição dos ensaios realizados. O estudo compreendeu a análise de cinco vigas de concreto geopolimérico com resistência à compressão em torno de 30 MPa, valores de ($\rho_{sw}f_{yw}$) variando de 0 a 0,644 MPa, relação vão de cisalhamento/altura efetiva (a/d) de 3,6 e taxa de armadura longitudinal (ρ) de 1,6%.

No capítulo 4 são apresentados os resultados deste trabalho. É feita uma análise sobre o comportamento das vigas de concreto geopolimérico com armadura transversal mínima. Os resultados obtidos foram comparados com aqueles apresentados por Garcia (2002) para vigas de concreto convencional.

Por fim, no capítulo 6 são apresentadas as conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Concreto geopolimérico

2.1.1. Histórico

Entre 1970 e 1973, após uma série de incêndios catastróficos na França, cujo perigo maior dos incêndios não eram as chamas, mas a fumaça liberada, altamente tóxica, Joseph Davidovits inicia suas pesquisas para desenvolver novos materiais poliméricos inorgânicos resistentes ao calor e não-inflamáveis. Ele começou a estudar a transformação de argilas a baixas temperaturas e desenvolveu um material tridimensional composto de aluminossilicatos (material que contém basicamente silício e alumínio) com uma estrutura entre amorfa e semicristalina. Tratava-se de uma adaptação moderna dos processos de estabilização de solos, cauliniticos ou lateríticos, com cal feita pelos antigos romanos e egípcios na confecção de peças estruturais. (Davidovits, 1993).

Para ressaltar a importância dessa química, em 1979, Davidovits destacou a elevada estabilidade térmica do material obtido e criou uma nova terminologia, chamando-o de geopolímero (polímero mineral resultante da geoquímica ou geosíntese) dada sua grande semelhança com a síntese dos polímeros orgânicos de condensação no que diz respeito às condições hidro-térmicas. Nessa mesma época foi fundado o Instituto do Geopolímero na França (Davidovits, 2002).

Em agosto de 1983, Davidovits e James Sawyer começaram a desenvolver aglomerantes geopoliméricos de alta resistência inicial. A Lone Star Industries Inc. criou a companhia Pyrament, que se manteve em funcionamento por 10 anos, dedicada à fabricação dessa nova classe de cimento (Davidovits, 1994).

Os cimentos geopoliméricos são freqüentemente confundidos com os cimentos álcali-ativados, que foram originalmente desenvolvidos pelo professor Glukhovsky na Ucrânia. Glukhovsky trabalhou predominantemente com escórias álcali-ativadas contendo grandes quantidades de cálcio, enquanto Davidovits foi o pioneiro no uso de sistemas livres de cálcio, baseado em argilas calcinadas (metacaulim).

Diversas pesquisas nesse campo têm sido publicadas usando diferentes terminologias (cimentos álcali-ativados, geocimento, cimento polimérico inorgânico)

adotadas dependendo das propriedades dos materiais sintetizados. De um modo geral, todos os termos descrevem materiais obtidos utilizando a mesmo processo químico, sendo o termo geopolímero normalmente o nome aceito para essa tecnologia (Duxson *et al.*, 2006).

2.1.2. Definições

A formação dos geopolímeros é resultado de uma complexa reação química que ocorre entre silício e alumínio, e uma solução fortemente alcalina, na qual os processos envolvidos ainda não são totalmente conhecidos. Os sistemas geopoliméricos são compostos por duas fases, uma fase sólida e uma fase aquosa que é chamada ativador. A fase sólida é um material aluminossilicato podendo ser um típico mineral, como o caulim, feldspato, bentonita ou um subproduto sólido industrial, como a escória metalúrgica, cinza volante *etc* (Giannopoulou e Panias, 2007).

Os geopolímeros formados a partir de aluminossilicatos são chamados de sialatos. A estrutura dos sialatos é constituída por uma malha tridimensional em que os átomos de silício alternam-se com os átomos de alumínio em coordenação tetraédrica, ligados por pontes de oxigênio. A carga negativa do grupo AlO_4^{4-} é balanceada por cátions alcalinos, tipicamente Na^+ e/ou K^+ (Davidovits, 1994).

Os sialatos são classificados de acordo com a relação Si/Al conforme mostra a Figura 2.1.

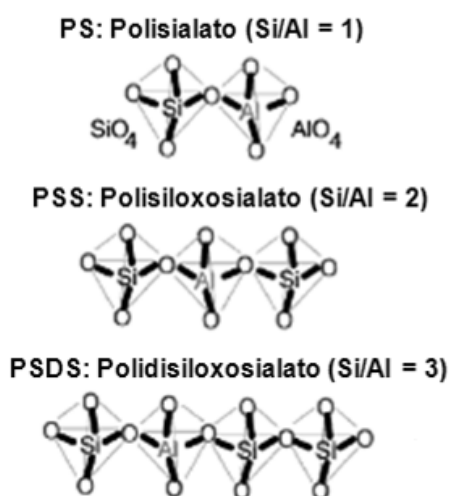


Figura 2.1 - Tipos de estrutura dos sialatos (Davidovits, 1994).

Apesar de muitas características macroscópicas dos geopolímeros preparados com diferentes fontes de aluminossilicatos parecerem similares, sua microestrutura, propriedades físicas, mecânicas, químicas e térmicas variam muito dependendo predominantemente do tipo, e das propriedades da matéria-prima de que eles são derivados (Duxon *et al.*, 2006).

O geopolímero obtido a partir do metacaulim terá suas propriedades influenciadas principalmente pelo processo de calcinação empregado na obtenção do metacaulim.

O metacaulim é produzido por meio do tratamento térmico do caulim puro a temperaturas entre 600 e 850°C. O processo visa remover os grupos estruturais de hidroxila e criar instabilidade química pela mudança do número de coordenação do alumínio de seis para quatro. Esse processamento deve ser capaz de provocar desordem na estrutura cristalina do material para melhorar a sua reatividade na presença dos demais reagentes durante a síntese do geopolímero (Silva *et al.*, 2000).

O processo de endurecimento do cimento geopolimérico é diferente do cimento Portland. No cimento Portland a obtenção da resistência depende da formação de fases hidratadas como silicato de cálcio hidratado (C-S-H) e hidróxido de cálcio (CH) e a água é consumida por estas fases durante o endurecimento. No cimento geopolimérico, a microestrutura é compacta e homogênea, sendo formada uma única fase. O endurecimento e a resistência mecânica ocorrem através da policondensação da sílica, alumina e certa quantidade de álcalis, e a água serve apenas como um transportador do ativador alcalino, permanecendo na estrutura do cimento endurecido.

2.1.3. Propriedades

A seleção das matérias-primas e as condições de processamento levam os geopolímeros a exibir uma larga variedade de propriedades e características incluindo elevada resistência à compressão, baixa retração, resistência aos ácidos e ao fogo e baixa condutibilidade térmica (Duxson *et al.*, 2006).

Alguns estudos (Davidovits, 1994; Dias, 2001; Silva *et al.*, 2000) mostram que o concreto geopolimérico possui melhor desempenho que o concreto convencional em relação às propriedades mecânicas, aderência com o aço, durabilidade,

resistência a agentes agressivos (sulfatos e ácidos), resistência ao fogo e o fato de não apresentarem reação álcali-agregado.

Dias (2008) e Mauri (2008) estudaram o ataque químico por ácidos e sulfatos de argamassas geopoliméricas produzidas a partir do mesmo geopolímero utilizado nessa dissertação.

Dias (2008) analisou a resistência mecânica de argamassas convencionais (AC) e argamassas geopoliméricas (AG) ao ataque químico por ácido acético e ácido sulfúrico, submetidas a ciclos de imersão em solução agressiva e secagem ao ar. Houve queda na resistência mecânica de ambas as argamassas depois de submetidas aos ambientes agressivos, porém a argamassa geopolimérica apresentou melhor desempenho mecânico em relação à argamassa convencional. As análises por difração de raios X (DRX) e microscopia eletrônica de varredura (MEV) realizadas na pasta geopolimérica, após a ação das soluções agressivas, mostraram que os ácidos lixiviaram as amostras, causando decomposição dos compostos, não ocorrendo formação de nenhum produto expansivo.

Mauri (2008) analisou a resistência de argamassas convencionais (AC) e argamassas geopoliméricas (AG) ao ataque químico por sulfatos de sódio, de cálcio e de magnésio a 10% de concentração. As AG foram submetidas a ciclos de imersão em solução agressiva e secagem ao ar, com duração de 10 dias cada ciclo. Os resultados demonstraram que a AC de referência apresentou maior resistência mecânica do que a AG de referência. A AG demonstrou menor resistência mecânica em comparação à AC nos ataques químicos por sulfatos de cálcio e de magnésio. Para o sulfato de sódio, a AG apresentou maior resistência mecânica em comparação à AC. As análises microestruturais e as análises térmicas mostraram a formação de produtos expansivos nas pastas geopoliméricas, prejudicando o seu desempenho em ambientes altamente sulfatados (sulfatos de cálcio e de magnésio). Já para o sulfato de sódio, a AG apresentou bom desempenho em comparação a AC. As difrações de raios X mostraram que o metacaulim utilizado apresentou elevada cristalinidade e, conseqüentemente, baixa reatividade prejudicando a geopolimerização, o que influenciou diretamente o desempenho da AG.

A Figura 2.2 apresenta a morfologia da pasta geopolimérica após o 6º ciclo de ciclagem em água. A matriz geopolimérica observada é massiva, sem morfologia definida e composta por uma única fase, apresentando microfissuras em sua superfície. Estas microfissuras são formadas devido a tensões internas geradas

durante as reações de geopolimerização. É possível identificar pontos mais escuros que são os poros e as superfícies brancas constituem materiais que não reagiram durante a geopolimerização. Todos estes fatores podem explicar o comportamento negativo relativo à resistência mecânica da argamassa geopolimérica (Mauri, 2008).

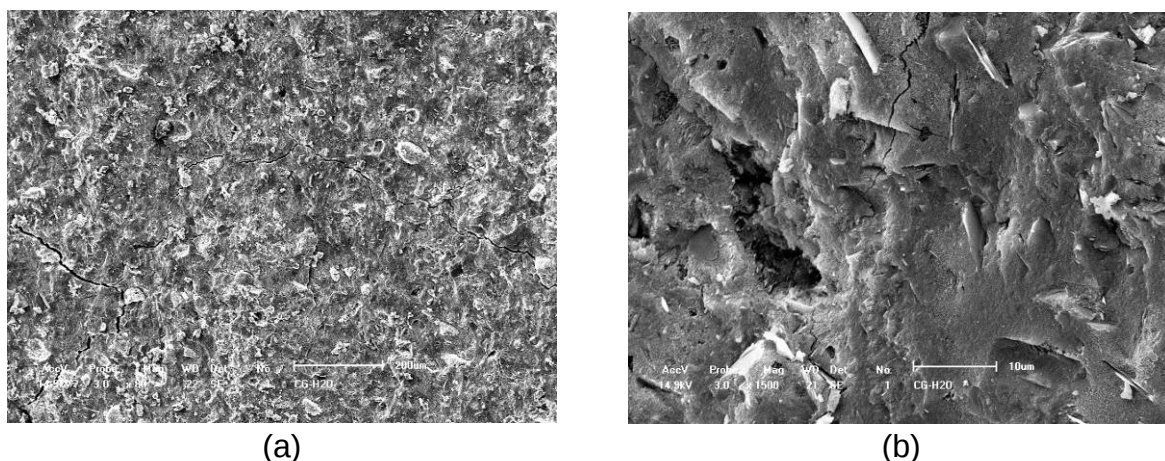


Figura 2.2 - Imagens de MEV da pasta geopolimérica em ciclagem na água após o 6º ciclo com aumento de: (a) 80x e; (b) 1500x (Mauri, 2008).

Skaf (2008) estudou as propriedades de um concreto geopolimérico obtido dos mesmos compostos utilizados nesta pesquisa, porém em proporções diferentes. A Figura 2.3 apresenta a imagem do MEV da pasta geopolimérica. Observa-se também a presença de microfissuras da ordem de 1 µm, porém, menor evidência de materiais não reagidos.

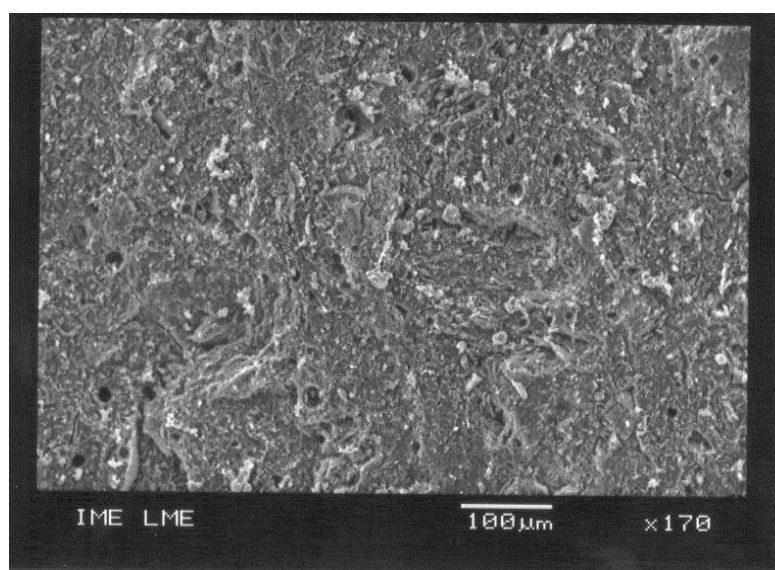


Figura 2.3 - Imagem de MEV de pasta geopolimérica (Skaf, 2008).

A existência de microfissuras na pasta de cimento geopolimérico precisa ser mais bem compreendida para que seja possível aumentar o desempenho dos concretos geopoliméricos. A presença de materiais não reagidos pode estar associada à baixa reatividade do metacaulim e/ou à álcali-ativação insuficiente do material, devido, possivelmente à dosagem incorreta dos ativadores.

2.2. Concreto de cimento geopolimérico armado

Existem poucos estudos relacionados ao concreto armado de cimento geopolimérico.

Dias (2001) avaliou a tensão de aderência entre barras lisas de aço e o concreto geopolimérico do tipo PSS (polisiloxossialato). A Figura 2.4 mostra as curvas de tensão média de aderência (τ_{bm}) *versus* deslizamento relativo (Δ_0) até 0,2 mm, para o concreto de cimento Portland e o concreto de cimento geopolimérico. Observa-se que as tensões médias correspondentes a 0,1 mm de deslizamento foram de aproximadamente 0,81 MPa para o CCP e 3,28 MPa para o CCG, ou seja, 4 vezes maior neste último, mostrando o seu melhor desempenho em relação à aderência com barras lisas de aço.

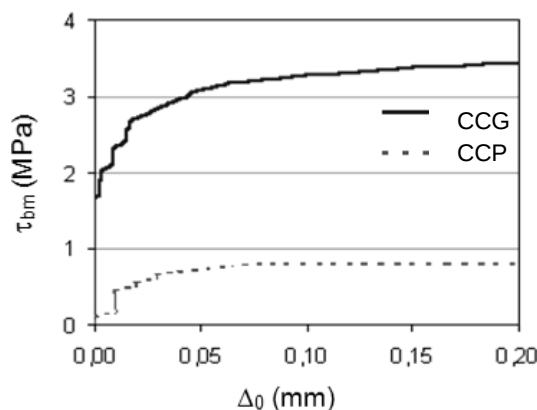


Figura 2.4 - Curvas tensão média de aderência *versus* deslizamento relativo até 0,2 mm (Dias, 2001).

Sumajouw e Rangan (2006) estudaram vigas armadas fabricadas com concreto de cimento geopolimérico produzido a partir da cinza volante. Eles estudaram o comportamento à flexão de vigas, analisando o momento último, flecha, ductilidade e padrão de fissuração. Foram ensaiadas 12 vigas e os resultados foram comparados com os métodos de cálculo para o concreto de cimento Portland

prescritos pela norma australiana AS 3600 (2005). O esquema de ensaio e as dimensões das vigas são mostrados na Figura 2.5.

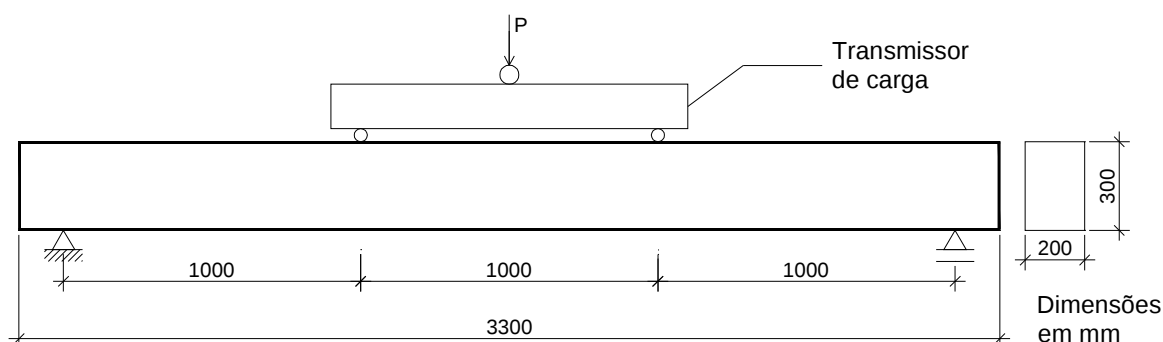


Figura 2.5 - Configuração do ensaio e dimensões da viga (Sumajouw e Rangan, 2006).

A Tabela 2.1 apresenta as características das vigas e os resultados obtidos nos ensaios (Sumajouw e Rangan, 2006).

Tabela 2.1 - Características das vigas e resultados dos ensaios (Sumajouw e Rangan, 2006).

Viga		f_c (MPa)	Arm. long.	ρ (%)	P_u (kN)	M_{cr} (kNm)	M_f (kNm)	Δ_u (mm)	Δ_y (mm)	Ductilidade (Δ_u/Δ_y)
Série I	1	37	3 ϕ 12 mm	0,64	112,60	13,40	56,30	56,63	13,40	4,23
	2	42	3 ϕ 16 mm	1,18	175,30	13,55	87,65	46,01	13,55	3,40
	3	42	3 ϕ 20 mm	1,84	233,70	13,50	116,85	27,87	13,71	2,03
	4	37	3 ϕ 24 mm	2,69	325,00	14,30	162,50	29,22	15,60	1,87
Série II	1	46	3 ϕ 12 mm	0,64	116,70	15,00	58,35	54,27	14,25	3,81
	2	53	3 ϕ 16 mm	1,18	181,10	16,20	90,55	47,20	14,38	3,28
	3	53	3 ϕ 20 mm	1,84	238,00	16,65	119,00	30,01	13,33	2,25
	4	46	3 ϕ 24 mm	2,69	337,40	16,05	168,70	27,47	16,16	1,70
Série III	1	76	3 ϕ 12 mm	0,64	129,80	19,00	64,90	69,75	14,01	4,98
	2	72	3 ϕ 16 mm	1,18	185,80	20,00	92,90	40,69	12,55	3,24
	3	72	3 ϕ 20 mm	1,84	253,60	21,00	126,80	34,02	12,38	2,75
	4	76	3 ϕ 24 mm	2,69	359,89	19,90	179,95	35,85	14,88	2,41

onde:

P_u é a carga na qual acontece a ruptura da viga;

M_{cr} é o momento de fissuração;

M_f é o momento fletor último;

Δ_u é o deslocamento vertical no meio do vão correspondente ao momento último;

Δ_y é o deslocamento vertical no meio do vão correspondente ao momento de escoamento calculado usando a teoria elástica.

Em relação ao momento último Sumajouw e Rangan (2006) observaram que as vigas apresentaram comportamento semelhante ao concreto convencional, com o momento último aumentando quando a resistência do concreto e a quantidade de armadura longitudinal aumentam, conforme a Figura 2.6.

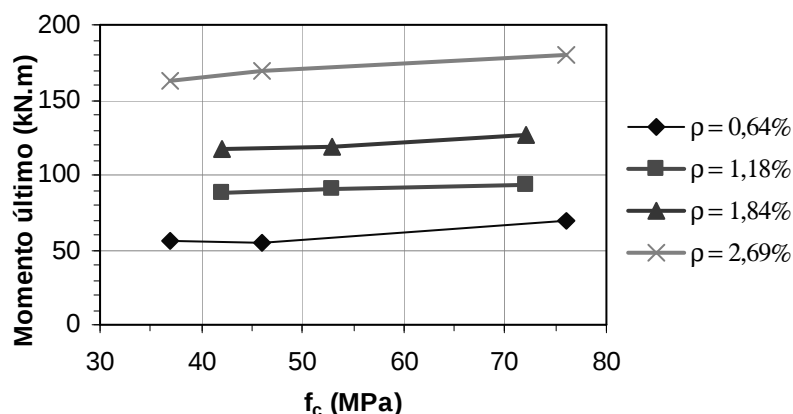


Figura 2.6 - Efeito da resistência do concreto na capacidade a flexão das vigas. (Sumajouv e Rangan, 2006).

A Figura 2.7 apresenta a variação da ductilidade, adotada como sendo a relação Δ_u/Δ_y , em relação à taxa de armadura longitudinal. Observa-se que a ductilidade diminui significativamente quando a taxa de armadura longitudinal aumenta. Esse decréscimo é mais significativo para taxas de armadura longitudinal menores que 2%. Para valores maiores, a ductilidade praticamente não é afetada, mostrando uma tendência de comportamento semelhante ao concreto convencional (Sumajouv e Rangan, 2006).

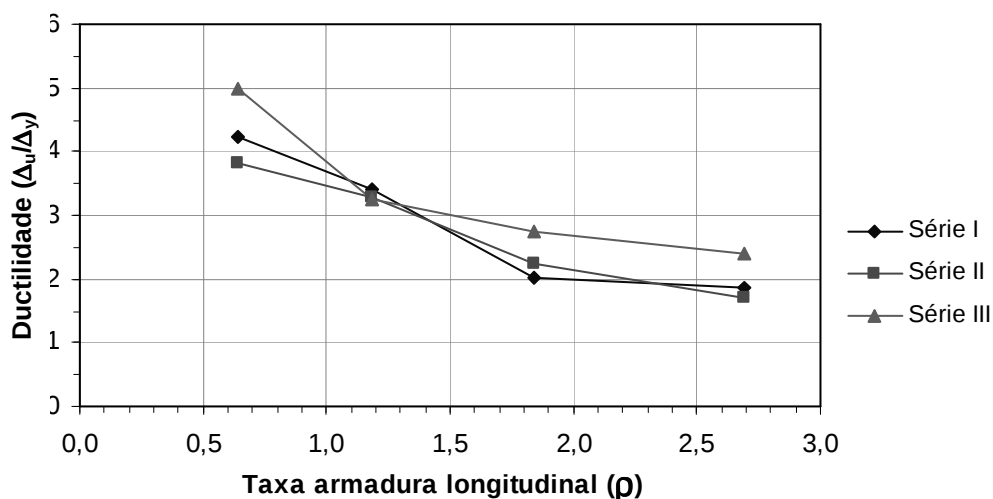


Figura 2.7 - Efeito da taxa de armadura longitudinal na ductilidade (Sumajouv e Rangan, 2006).

Sumajouv e Rangan (2006) concluíram que em relação ao padrão de fissuração e de flexão as vigas apresentaram desempenhos similares àqueles apresentados na literatura pelas vigas de concreto convencional. Todas as vigas romperam por flexão de maneira dúctil, acompanhada pelo esmagamento do

concreto na zona de compressão. Além disso, obteve-se boa correlação entre os valores de deformação última e do momento último obtidos nos ensaios e os valores teóricos calculados de acordo com as prescrições da norma AS 3600 (2005).

Soares (2006) analisou a relação entre a tensão de aderência de barras nervuradas de aço e o comprimento de ancoragem em peças de CCG e CCP. Nos ensaios de aderência os concretos apresentaram, no estado último, o mesmo comportamento de perda de aderência aço-concreto, apresentando deslizamento livre das barras de aço sem que houvesse a ruptura do concreto.

Os resultados obtidos nos ensaios de arrancamento são apresentados na Tabela 2.2. Observa-se que $F_{0,1}$ (força de arrancamento para um deslizamento relativo igual a 0,1 mm) obtida para o CCG é superior ao CCP (referência), e somente quando se reduz 50% do comprimento de ancoragem é que o CCG atinge uma força de arrancamento inferior à referência. Porém, quando são comparadas as relações $F_{0,1}$ com a resistência à compressão do concreto (f_c), o CCG apresenta um valor igual ou superior à referência, mesmo com redução do comprimento de ancoragem de 50%. Isso mostra o melhor desempenho do concreto geopolimérico em relação à aderência com o aço, devido principalmente à matriz mais densa e a inexistência de cristais fracos de hidróxido de cálcio (portlandita) na interface aço-concreto (Soares, 2006).

Tabela 2.2 - Força de arrancamento para um deslizamento relativo de 0,1 mm (Soares, 2006).

Concreto	Comprimento de ancoragem (mm)	$F_{0,1}$ (kN)	$F_{0,1}/f_c$ ($10^{-3} \cdot \text{m}^2$)
P50	50	7,0	0,24
G50	50	9,80	0,40
G40	40	7,70	0,32
G25	25	5,30	0,24

onde:

P50 = concreto de cimento Portland com comprimento de ancoragem $5d_s$;

G50 = concreto de cimento geopolimérico com comprimento de ancoragem $5d_s$;

G40 = concreto de cimento geopolimérico com comprimento de ancoragem $4d_s$;

G25 = concreto de cimento geopolimérico com comprimento de ancoragem $2,5d_s$;

d_s = diâmetro nominal da barra de aço igual a 10 mm.

A Figura 2.8 apresenta as curvas de força de arrancamento e tensão de aderência *versus* deslizamento relativo para o concreto de cimento geopolimérico e o concreto de cimento Portland, mostrando o melhor comportamento do concreto geopolimérico em relação ao concreto convencional.

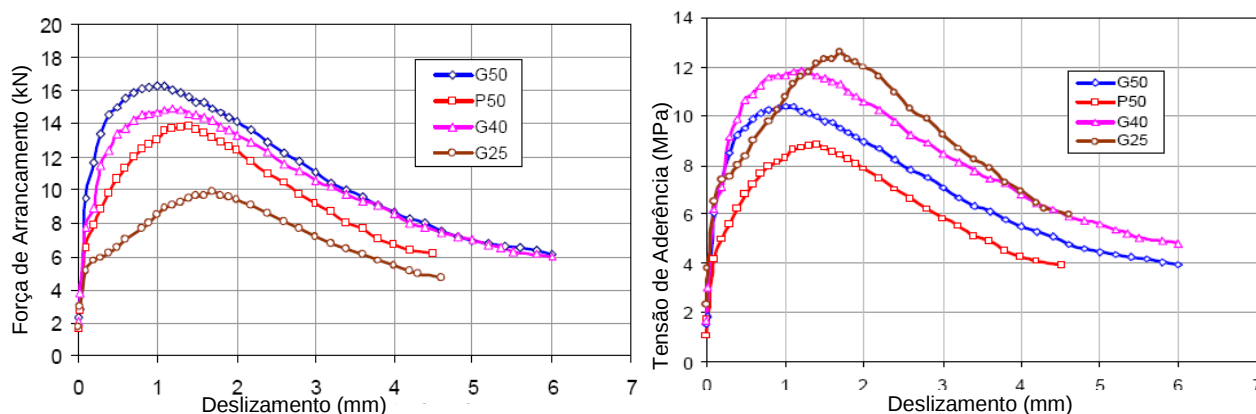


Figura 2.8 - (a) Força de arrancamento *versus* deslizamento relativo e (b) Tensão de aderência *versus* deslizamento relativo (Soares, 2006).

Foram apresentados trabalhos existentes na literatura sobre o concreto de cimento geopolimérico armado. Observa-se, de um modo geral, que o desempenho do concreto geopolimérico é sempre igual ou superior quando comparado com o concreto de cimento Portland, mostrando seu potencial de uso nas obras de engenharia civil. Não foi encontrado nenhum estudo sobre armadura transversal mínima em vigas de concreto geopolimérico. Sendo assim, será apresentada uma revisão sobre alguns trabalhos experimentais existentes na literatura sobre armadura transversal mínima em vigas de concreto convencional e os principais parâmetros que influenciam a resistência ao cortante dessas vigas. Desse modo, pretende-se comparar o desempenho das vigas de concreto geopolimérico com baixa taxa de armadura transversal com vigas de concreto convencional.

2.3. Vigas de concreto convencional sem armadura transversal

A análise de vigas de concreto armado sem armadura transversal é importante, pois permite avaliar experimentalmente a contribuição do concreto ao esforço cortante em vigas com armadura transversal, já que esta contribuição para vigas com e sem estribos seria igual. Além disso, possibilita ter resultados de referência para a observação do comportamento das vigas em relação à ausência de armadura transversal e a obtenção dos parâmetros para definição da armadura transversal mínima.

Esse estudo é feito normalmente com base em ensaios de vigas simplesmente apoiadas com um carregamento simétrico composto por duas forças concentradas, que são incrementadas até a ruptura. A opção por este tipo de ensaio

experimental deve-se à maior facilidade de aplicação das cargas e também pelo fato de permitir a existência de trechos submetidos à flexão pura, na região da viga entre as cargas concentradas, e a flexão simples, nas zonas da viga entre os apoios e as cargas aplicadas.

Estudos experimentais realizados por Kani *et al.* (1964) *apud* Garcia (2002) mostraram que o comportamento das vigas submetidas a este tipo de ensaio depende fundamentalmente da relação entre o vão de cisalhamento (a) e a altura útil da viga (d) e da taxa de armadura longitudinal (ρ). Quanto maior é a taxa de armadura longitudinal (ρ), maior é a probabilidade de uma ruptura regida pelo cortante, já que o incremento desta armadura origina um aumento da resistência à flexão (M_f) superior ao da resistência ao cortante (M_u).

Diversos estudos mostram que a resistência ao cisalhamento aumenta com o aumento da armadura longitudinal e com a diminuição da relação a/d (Castro 1997; Cardoso, 1998; Lee e Kim, 2008).

Além de a/d e ρ , outros estudos mostram que a altura efetiva (Thorenfeld e Drangsholt, 1990) e a resistência do concreto (Sarkar *et al.*, 1999) também influenciam o comportamento das vigas. Quanto maior a resistência do concreto, maior é o cortante de fissuração e, mantendo-se os demais parâmetros constantes, a capacidade resistente ao cortante diminui com o aumento da altura do elemento estrutural.

Kani *et al.* (1964) *apud* Garcia (2002) demonstraram que quando a altura da viga aumenta, a tensão de cisalhamento última (τ_{wu}) diminui.

A influência da escala na resistência ao cortante foi estudada por Thorenfeld e Drangsholt (1990), que ensaiaram duas séries de vigas sem armadura transversal mantendo constantes ρ , f_c e a/d , mas com as dimensões das vigas de uma série sendo o dobro das dimensões das outras. Foi observado que as vigas com maiores dimensões tenderam a apresentar menores valores de τ_{wu}/f_c .

O efeito da altura efetiva d na tensão de cisalhamento nominal última (τ_{wu}) é, segundo Castro (1997), mais significativo para vigas com menor d , em especial em vigas sem armadura transversal, cujo aumento de d diminui consideravelmente a tensão cisalhante nominal última. Collins e Kuchma (1999) mostraram que o efeito de tamanho desaparece quando vigas sem estribos contêm armadura longitudinal bem distribuída.

Segundo Kani *et al.* (1964) *apud* Garcia (2002), existe um determinado intervalo de valores de a/d , chamado “vale de ruptura por tração diagonal”, em que a capacidade resistente é influenciada pelo cortante dentro de uma zona em que o momento correspondente à ruptura por cortante (M_u) é menor do que o momento fletor resistente (M_f). Para valores de a/d fora desta faixa, o comportamento é regido pela flexão.

Kotsovos (1983), com base nos estudos desenvolvidos por Kani *et al.* (1964), classificou o desempenho dos elementos de concreto sem armadura transversal em quatro diferentes tipos, em função da relação a/d . O tipo I caracterizado pela ruptura por flexão e os demais pela ruptura por cortante.

O comportamento tipo II é caracterizado por ruptura pela ação combinada de momento fletor e cortante. Ocorre a formação de uma fissura inclinada a partir de uma fissura de flexão, que pode levar a ruptura brusca através da propagação dessa fissura em direção à zona comprimida e ao apoio ao longo da armadura longitudinal ou uma ruptura que surge de forma gradual, motivada pelo prolongamento da fissura inclinada em direção à zona comprimida, originando o esmagamento do concreto.

O comportamento tipo III é caracterizado pelo aparecimento das fissuras inclinadas independente das fissuras de flexão, podendo acontecer uma ruptura brusca logo após a formação da fissura diagonal ou ruptura por esmagamento do concreto da zona de compressão longitudinal devido à propagação dessa fissura até o banzo comprimido.

O tipo IV é definido pelo esmagamento do concreto da alma numa zona próxima aos apoios.

Em geral, o comportamento das vigas sem armadura transversal é semelhante ao comportamento de vigas com pouca taxa de armadura.

2.4. Armadura transversal mínima

A taxa de armadura transversal mínima é definida como aquela necessária para que a viga não tenha ruptura frágil após a força cortante ter alcançado o valor de V_{cr} (força cortante correspondente à fissuração diagonal). Como consequência, esta armadura induz a uma fissuração melhor distribuída e com menor abertura.

A armadura transversal mínima nas vigas deve limitar a inclinação das bielas e a abertura de fissuras inclinadas, evitar a ruptura brusca assim que ocorra a

fissuração diagonal na eventualidade da existência de sobrecargas não previstas e evitar a flambagem da armadura longitudinal comprimida (Garcia, 2002).

Rahal e Al-Shaleh (2004) analisaram o comportamento ao cisalhamento de 11 vigas com 65 MPa de resistência à compressão com seção transversal 200mm x 370 mm e 2750 mm de comprimento longitudinal. As vigas tiveram diferentes taxas de armadura longitudinal para avaliar sua influência na definição da armadura transversal mínima. A Tabela 2.3 apresenta algumas características das vigas e os principais resultados dos ensaios.

Tabela 2.3 - Características das vigas e principais resultados dos ensaios (Rahal e Al-Shaleh, 2004).

Viga		d (mm)	a/d	f_{cm} (MPa)	Arm. transv.	$\rho_{sw}f_{yw}$ (MPa)	Arm. long.	ρ (%)	V_u (kN)	V_{cr} (kN)	V_u/V_{cr}
Série A	1	330	2,73	61,3	-	0	3 ϕ 25 mm	2,23	125	100	1,25
	2	325	2,77	60,9	ϕ 6,0 c/ 200 mm	0,339	3 ϕ 25 mm	2,27	175	100	1,75
	3	325	2,77	62,1	ϕ 6,0 c/ 140 mm	0,485	3 ϕ 25 mm	2,27	150	138	1,09
	4	325	2,77	60,9	ϕ 6,0 c/ 110 mm	0,617	3 ϕ 25 mm	2,27	188	-	-
	5	305	2,77	62,1	ϕ 6,0 c/ 95 mm	0,714	3 ϕ 25 mm	2,41	220	125	1,76
Série B	6	300	2,95	61,9	-	0	5 ϕ 25 mm	4,09	170	125	1,36
	7	300	3,00	64,3	ϕ 6,0 c/ 200 mm	0,366	5 ϕ 25 mm	4,09	195	150	1,30
	8	300	3,00	65,1	ϕ 6,0 c/ 160 mm	0,458	5 ϕ 25 mm	4,09	208	138	1,51
	9	300	3,00	65,1	ϕ 6,0 c/ 140 mm	0,523	5 ϕ 25 mm	4,09	235	138	1,70
	10	300	3,00	66,4	ϕ 6,0 c/ 125 mm	0,586	5 ϕ 25 mm	4,09	242	138	1,75
	11	300	3,00	66,4	ϕ 6,0 c/ 110 mm	0,665	5 ϕ 25 mm	4,09	270	125	2,16

A quantidade de armadura transversal variou entre as taxas estabelecidas pelo ACI 318 (2002) e CSA A 23.3 (1994) e a especificações AASHTO LRFD (1998), de acordo com a Figura 2.9.

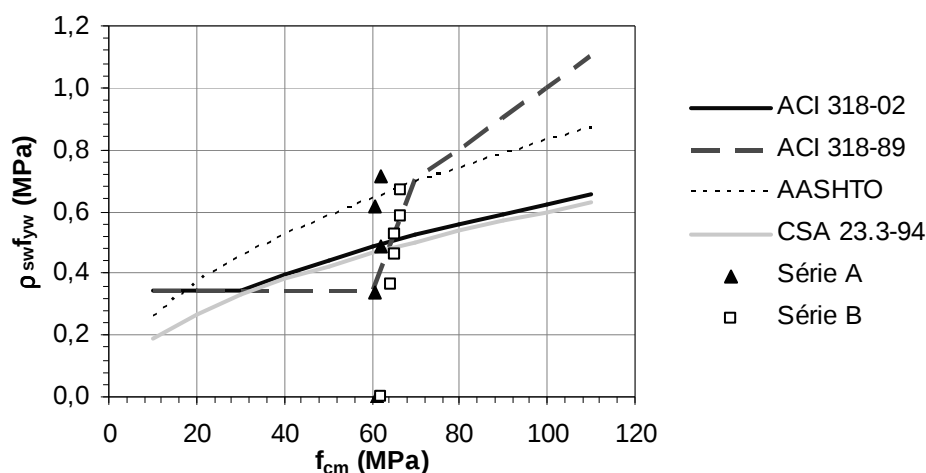


Figura 2.9 - Armadura transversal mínima requerida pelas normas (Rahal e Al-Shaleh, 2004).

Em relação ao padrão de fissuração apresentado pelas vigas, para a série A, maiores quantidades de armadura transversal não tiveram efeito significativo no padrão de fissuração, exceto para viga 5. A viga 4 apresentou um padrão de fissuração não usual, alcançando sua capacidade última sem desenvolvimento de uma fissura diagonal típica. Para as vigas da serie B, maiores quantidades de armadura transversal aumentaram o número de fissuras nas vigas. A viga 6, que não tinha estribos, apresentou um adequado padrão de fissuração. Os pesquisadores concluíram que, do ponto de vista da capacidade de controlar o desenvolvimento das fissuras, a quantidade mínima de armadura transversal depende significativamente da quantidade de armadura longitudinal existente. Em relação à abertura de fissuras, a viga 3 fissurou para uma carga maior; porém, os estribos não foram suficientes para restringir adequadamente a propagação das fissuras. Observou-se que as vigas apresentaram uma significativa redução na abertura de fissuras com o aumento da armadura longitudinal (Rahal e Al-Shaleh, 2004).

As vigas com taxas de armadura transversal mínima recomendadas pelas normas ACI 318 (2002) e CSA A23.3 (1994), e com maiores taxas de armadura longitudinal, apresentaram um comportamento adequado. Nas vigas com pequenas taxas de armadura longitudinal, com o aumento da armadura transversal não houve aumento na reserva de resistência (V_u/V_{cr}) e controle adequado de fissuração. Embora não recomendada para vigas de alta resistência, a taxa estabelecida pelo ACI 318 (1983), $\rho_{sw}f_{yw}$ igual a 0,345, propiciou um comportamento adequado para vigas com baixa quantidade de armadura longitudinal. Não há evidências de que vigas dimensionadas adotando o espaçamento máximo entre os estribos de $0,5d$ limitado pelo ACI 318 (2002) se comportem melhor do que vigas dimensionadas pelo CSA 23.3 (1994), cujo espaçamento máximo é $0,7d$, ou AASHTO LRFD (1998), que limita o espaçamento em $0,8d$. Além disso, as equações para a capacidade ao cortante dos referidos códigos são conservadoras (Rahal e Al-Shaleh, 2004).

Cladera e Mari (2005) analisaram a ruptura por cortante de 18 vigas com resistência à compressão do concreto variando de 50 a 87 MPa. As principais variáveis foram a taxa de armadura transversal (ρ_{sw}) e a taxa de armadura longitudinal (ρ). A Tabela 2.4 apresenta as características das vigas e os principais resultados dos ensaios.

Tabela 2.4 - Características das vigas ensaiadas (Cladera e Mari, 2005).

Viga	a/d	f_c (MPa)	Arm. transv	$\rho_{sw} f_{yw}$ (MPa)	Arm. longitudinal	ρ (%)	V_u (kN)	V_{cr} (kN)	V_u/V_{cr}
1	3,01	49,9	-	0	2 ϕ 32 mm	2,24	100	95	1,05
2	3,06	49,9	ϕ 6,0 c/260 mm	0,577	2 ϕ 32 mm	2,24	178	85	2,09
3	3,08	49,9	ϕ 8,0 c/210 mm	1,291	2 ϕ 32 mm	2,24	242	90	2,69
4	3,08	49,9	ϕ 8,0 c/210 mm	1,291	2 ϕ 32 mm+1 ϕ 25 mm	2,99	246	110	2,24
5	3,01	60,8	-	0	2 ϕ 32 mm	2,24	108	104	1,04
6	3,01	60,8	ϕ 6,0 c/200 mm	0,747	2 ϕ 32 mm	2,24	180	95	1,89
7	3,06	60,8	ϕ 8,0 c/210 mm	1,267	2 ϕ 32 mm	2,24	259	100	2,59
8	3,08	60,8	ϕ 8,0 c/210 mm	1,267	2 ϕ 32 mm+1 ϕ 25 mm	2,99	309	-	-
9	3,08	68,9	-	0	2 ϕ 32 mm	2,24	100	99	1,01
10	3,01	68,9	ϕ 6,0 c/200 mm	0,747	2 ϕ 32 mm	2,24	204	95	2,15
11	3,06	68,9	ϕ 8,0 c/210 mm	1,267	2 ϕ 32 mm	2,24	269	95	2,84
12	3,08	68,9	ϕ 8,0 c/210 mm	1,267	2 ϕ 32 mm+1 ϕ 25 mm	2,99	255	100	2,55
13	3,01	87,0	-	0	2 ϕ 32 mm	2,24	118	177	0,67
14	3,06	87,0	ϕ 6,0 c/165 mm	0,906	2 ϕ 32 mm	2,24	226	110	2,05
15	3,08	87,0	ϕ 8,0 c/210 mm	1,291	2 ϕ 32 mm	2,24	254	110	2,31
16	3,08	87,0	ϕ 8,0 c/210 mm	1,291	2 ϕ 32 mm+1 ϕ 25 mm	2,99	267	85	3,14

Todas as vigas romperam por cortante. Porém na viga 7 ocorreu a ruptura devido à combinação de cortante e elevada tensão longitudinal, e as fissuras de cisalhamento não atravessaram a zona de compressão da viga. Para as vigas sem armadura transversal, observou-se, que de um modo geral, o aumento da resistência do concreto originou uma carga de ruptura maior, exceto para a viga 9. A quantidade de armadura transversal foi adequada porque as vigas apresentaram uma significativa reserva de resistência (V_u/V_{cr}) após atingir o cortante de fissuração diagonal (Cladera e Mari, 2005).

A Tabela 2.5 apresenta os valores de cortante experimental (V_u) e teórico (V_t) de acordo com os códigos EHE (1991), Eurocode 02 (2002) - EC, AASHTO LRFD (2000), ACI 318 (1999) e o método proposto por Cladera e Mari (2005), baseado na teoria de campo de compressão modificada.

Lee e Kim (2008) analisaram 26 vigas com taxa de armadura transversal mínima recomendada pelo ACI 318 (2005) para avaliar o efeito da taxa de armadura longitudinal e da relação vão de cisalhamento/altura efetiva (a/d) na taxa de armadura transversal mínima. Os resultados indicaram que a taxa de armadura transversal mínima deveria variar de acordo com a taxa de armadura longitudinal e a relação a/d para que fosse mantida a mesma reserva de resistência. As vigas 20 e 26, contendo taxas de armadura diferentes, apresentaram quase a mesma reserva

de resistência e o mesmo índice de ductilidade. Os resultados mostraram 16% de diferença na reserva de resistência entre as vigas 10 e 12, e 8% entre as vigas 22 e 24 devido ao efeito da taxa de armadura longitudinal e a/d , respectivamente. A Tabela 2.6 apresenta as características das vigas e os principais resultados dos ensaios.

Tabela 2.5 - Valores experimentais e teóricos de cortante para diferentes normas (Cladera e Mari, 2005).

Viga	V_u (kN)	V_t (kN)				V_u/V_t			
		ACI	LRFD	EC	Cladera e Mari	ACI	LRFD	EC	Cladera e Mari
1	100	86	85	105	94	1,16	1,17	0,95	1,06
2	178	127	149	96	153	1,40	1,19	1,85	1,16
3	242	175	198	204	206	1,38	1,22	1,19	1,18
4	246	179	210	204	228	1,38	1,17	1,21	1,08
5	108	94	92	112	98	1,15	1,18	0,97	1,10
6	180	145	167	119	171	1,24	1,08	1,51	1,05
7	259	188	211	217	216	1,38	1,23	1,19	1,20
8	309	192	223	217	240	1,61	1,38	1,42	1,29
9	100	99	96	117	98	1,01	1,04	0,85	1,02
10	204	152	175	124	177	1,34	1,17	1,64	1,15
11	269	192	214	215	218	1,40	1,26	1,25	1,24
12	255	196	228	215	242	1,30	1,12	1,19	1,05
13	118	100	100	126	98	1,18	1,18	0,94	1,20
14	226	150	196	147	182	1,50	1,15	1,53	1,24
15	254	179	222	214	210	1,42	1,14	1,19	1,21
16	267	183	237	214	129	1,46	1,12	1,25	2,07
Média						1,33	1,18	1,26	1,21
Desvio-padrão						0,15	0,08	0,28	0,24
Mínimo						1,01	1,04	0,85	1,02
Máximo						1,61	1,38	1,85	2,07

Tabela 2.6 - Principais resultados das vigas ensaiadas por Lee e Kim (2008).

Vigas	Vigas	bw (cm)	h (cm)	fc (MPa)	fsp (MPa)	Arm. Long.	ρ (%)	Arm. Transv.	$\rho_{sw}f_{yw}$ (MPa)	a/d	d (mm)	Vcr (kN)	Vu (kN)	Δcr (mm)	Δu (mm)
1	L1-A	350	450	40,8	3,4	4 ϕ 28,6 mm	1,79	-		3	410	218	385	4,16	-
2	L2-A	350	450	40,8	3,4	6 ϕ 28,6 mm	3,21	-		3	400	305	441	3,67	-
3	L3-A	350	450	40,8	3,4	8 ϕ 28,6 mm	4,76	-		3	385	328	442	3,00	-
4	L4-A	220	320	30,5	2,7	2 ϕ 19,1 mm	0,93	-		3	280	70,8	141	3,50	-
5	L5-A	220	320	30,5	2,7	4 ϕ 19,1 mm	1,86	-		3	280	121	183	2,71	-
6	L6-A	220	320	30,5	2,7	6 ϕ 19,1 mm	2,79	-		3	260	152	202	2,44	-
7	L1-B	350	450	40,8	3,4	4 ϕ 28,6 mm	1,79	ϕ 5,6 mm c/80 mm	0,376	3	410	225	428	-	7,58
8	L2-B	350	450	40,8	3,4	6 ϕ 28,6 mm	3,21	ϕ 5,6 mm c/80 mm	0,376	3	400	322	509	-	6,40
9	L3-B	350	450	40,8	3,4	8 ϕ 28,6 mm	4,76	ϕ 5,6 mm c/80 mm	0,376	3	385	451	633	-	11,95
10	L4-B	220	320	30,5	2,7	2 ϕ 19,1 mm	0,93	ϕ 5,6 mm c/140 mm	0,344	3	280	75	183	-	5,46
11	L5-B	220	320	30,5	2,7	4 ϕ 19,1 mm	1,86	ϕ 5,6 mm c/140 mm	0,344	3	280	119	206	-	6,56
12	L6-B	220	320	30,5	2,7	6 ϕ 19,1 mm	2,79	ϕ 5,6 mm c/140 mm	0,344	3	260	180	254	-	6,22
13	S1-A	350	450	40,8	3,4	5 ϕ 28,6 mm	2,24	-		2	410	276	387	1,50	-
14	S2-A	350	450	40,8	3,4	5 ϕ 28,6 mm	2,24	-		3	410	272	354	3,67	-
15	S3-A	350	450	40,8	3,4	5 ϕ 28,6 mm	2,24	-		4	410	268	334	7,15	-
16	S4-A	220	320	30,5	2,7	3 ϕ 19,1 mm	1,40	-		3	280	115	171	3,06	-
17	S5-A	220	320	30,5	2,7	3 ϕ 19,1 mm	1,40	-		4	280	122	164	7,01	-
18	S6-A	220	320	30,5	2,7	3 ϕ 19,1 mm	1,40	-		5	280	122	149	12,63	-
19	S1-B	350	450	40,8	3,4	5 ϕ 28,6 mm	2,24	ϕ 5,6 mm c/77 mm	0,393	2	410	278	697	-	4,42
20	S2-B	350	450	40,8	3,4	5 ϕ 28,6 mm	2,24	ϕ 5,6 mm c/77 mm	0,393	3	410	272	443	-	8,40
21	S3-B	350	450	40,8	3,4	5 ϕ 28,6 mm	2,24	ϕ 5,6 mm c/77 mm	0,393	4	410	270	462	-	15,70
22	S4-B	220	320	30,5	2,7	3 ϕ 19,1 mm	1,40	ϕ 5,6 mm c/140 mm	0,344	3	280	128	203	-	6,32
23	S5-B	220	320	30,5	2,7	3 ϕ 19,1 mm	1,40	ϕ 5,6 mm c/140 mm	0,344	4	280	125	185	-	12,87
24	S6-B	220	320	30,5	2,7	3 ϕ 19,1 mm	1,40	ϕ 5,6 mm c/140 mm	0,344	5	280	122	165	-	21,79
25	C1-A	350	450	19,7	1,5	5 ϕ 28,6 mm	2,24	-	-	3	410	302	321	3,05	-
26	C1-B	350	450	19,7	1,5	5 ϕ 28,6 mm	2,24	ϕ 5,6 mm c/110 mm	0,275	3	410	305	408	-	5,50

Garcia (2002) realizou um estudo experimental de catorze vigas com dimensões iguais a 150 mm x 450 mm x 4500 mm de comprimento, divididas em dois grupos. O grupo 1 foi formado por vigas de elevada resistência à compressão (70MPa) e o grupo 2 foi formado por vigas de baixa resistência (40 MPa). A Tabela 2.7 apresenta as características das vigas e os principais resultados dos ensaios. Observa-se que, nas vigas com armadura transversal, a relação $\Delta u/\Delta_{cr}$ tende a aumentar com o aumento de $\rho_{swf_{yw}}$.

A Figura 2.10 apresenta a influência da resistência à compressão do concreto, da armadura transversal e da armadura longitudinal no padrão de fissuração das vigas ensaiadas por Garcia (2002). Observa-se que as vigas 6 e 7 possuíam a mesma taxa de armadura longitudinal e mesma resistência a compressão do concreto, porém a viga 6 que teve maior $\rho_{swf_{yw}}$ apresentou fissuração melhor distribuída. O mesmo comportamento é verificado nas vigas 10 e 11, sendo que a viga 10 apresentou melhor distribuição das fissuras devido ao maior valor de $\rho_{swf_{yw}}$. Observa-se também que as vigas 6 e 10 e as vigas 7 e 11 possuíam aproximadamente a mesma quantidade de armadura transversal, porém a viga 6 e a viga 7 apresentaram melhor distribuição das fissuras devido a maior taxa de armadura longitudinal e maior resistência à compressão do concreto.

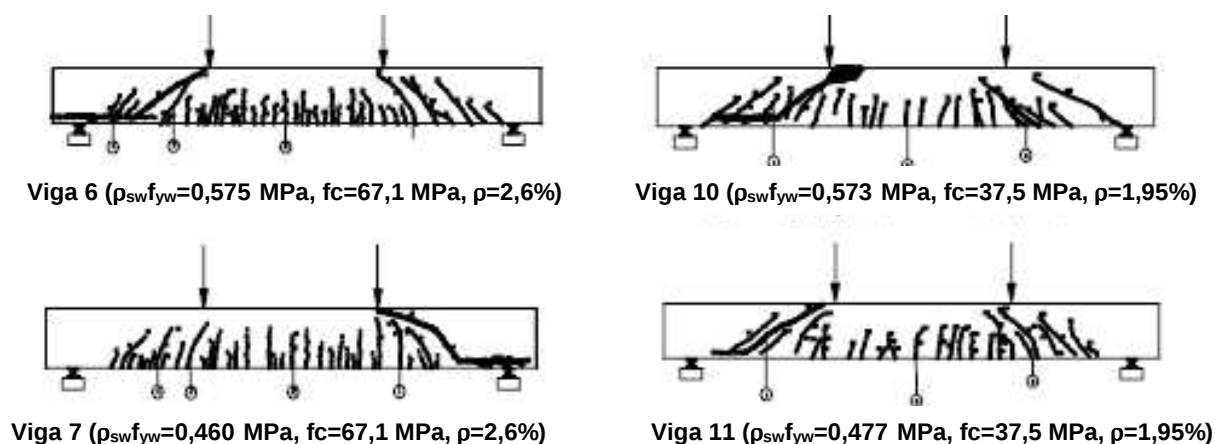


Figura 2.10 - Padrão de fissuração das vigas (Garcia, 2002).

A Figura 2.11 apresenta as curvas de carga *versus* deslocamento vertical. Nota-se que o comportamento da viga 14 é diferente das demais, para todos os níveis de carga, já que tinha a metade da armadura longitudinal das outras. A viga 8R apresenta um comportamento diferente a partir de carga próxima ao cortante de fissuração diagonal (Garcia, 2002).

Tabela 2.7 - Características das vigas e principais resultados obtidos nos ensaios (Garcia, 2002).

Viga	f_c (MPa)	$\rho_{sw} f_{yw}$ (MPa)	Arm. Transv.	ρ (%)	d (mm)	a/d	V_u (kN)	V_{cr} (kN)	Δ_u (mm)	Δ_{cr} (mm)	Δ_u/Δ_{cr}	Tipo de Ruptura
1R	70,2	0	0	2,6	403	3	133	110	15,3	9,3	1,65	Tração diagonal
7	67,1	0,46	ϕ 3,4 c/ 200 mm		406	3	108,5	108,5	9,8	9,8	1,00	Tração diagonal com ruptura dos estribos
6	67,1	0,575	ϕ 3,4 c/ 160 mm		406	3	185	110	17,1	8,7	1,97	
5	71,3	0,767	ϕ 3,4 c/ 120 mm		406	3	202,5	110	21,7	9,8	2,21	
4	71,3	0,853	ϕ 6,3 c/ 190 mm		403	3	285	110	31,4	11,2	2,80	Tração diagonal com escoamento da armadura longitudinal e ruptura dos estribos
3	71,3	1,15	ϕ 3,4 c/ 80 mm		406	3	240	110	25,2	9,7	2,60	Tração diagonal com ruptura dos estribos
2	70,3	1,58	ϕ 6,3 c/ 140 mm		403	3	272	110	33,3	10,1	3,30	Escoamento da arm. transversal com posterior escoamento da arm. longitudinal e esmagamento do concreto na zona de compressão
8R	32	0		1,95	413	3,15	90	80	18,8	12,2	1,54	Tração diagonal
14	42,6	0,358	ϕ 3,4 c/ 240 mm	0,97	424	3	60	60	13,8	13,8	1,00	Tração diagonal com ruptura dos estribos
13	37,3	0,358	ϕ 3,4 c/ 240 mm	1,95	413	3,15	90	80	10,7	9,2	1,16	
12	37,3	0,409	ϕ 3,4 c/ 210 mm		413	3,15	80	80	9,3	8	1,16	
11	37,5	0,477	ϕ 3,4 c/ 180 mm		413	3,15	115	80	18,7	10,1	1,85	
10	37,5	0,573	ϕ 3,4 c/ 240 mm		413	3,15	168	80	31,7	10,6	2,99	Escoamento da arm. transversal com posterior escoamento da arm. longitudinal e esmagamento do concreto na zona de compressão
9	32	0,716	ϕ 3,4 c/ 240 mm		413	3,15	127	80	22,2	10,7	2,07	Tração diagonal com escoamento da armadura longitudinal e ruptura dos estribos

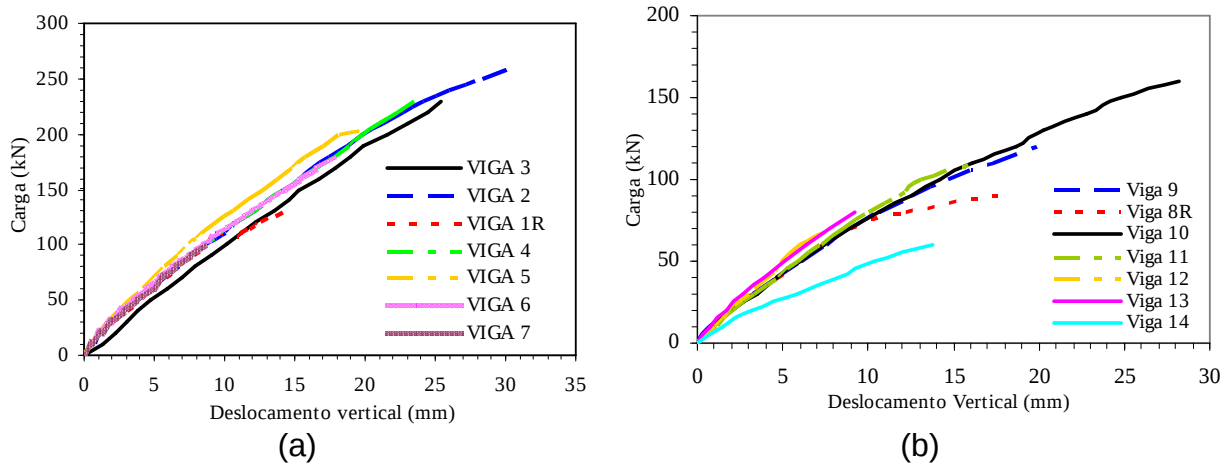


Figura 2.11 - Diagrama carga *versus* deslocamento vertical no meio do vão: a) Vigas de elevada resistência, b) Vigas de baixa resistência (Garcia, 2002).

Em relação à armadura longitudinal, Garcia (2002) observou que para uma mesma carga os valores de deformação foram similares nas vigas do primeiro grupo, pois todas possuíam a mesma armadura longitudinal. Nas vigas do segundo grupo, só a viga 14 teve deformação bem diferente das outras, já que possuía a metade da armadura longitudinal (Figura 2.12).

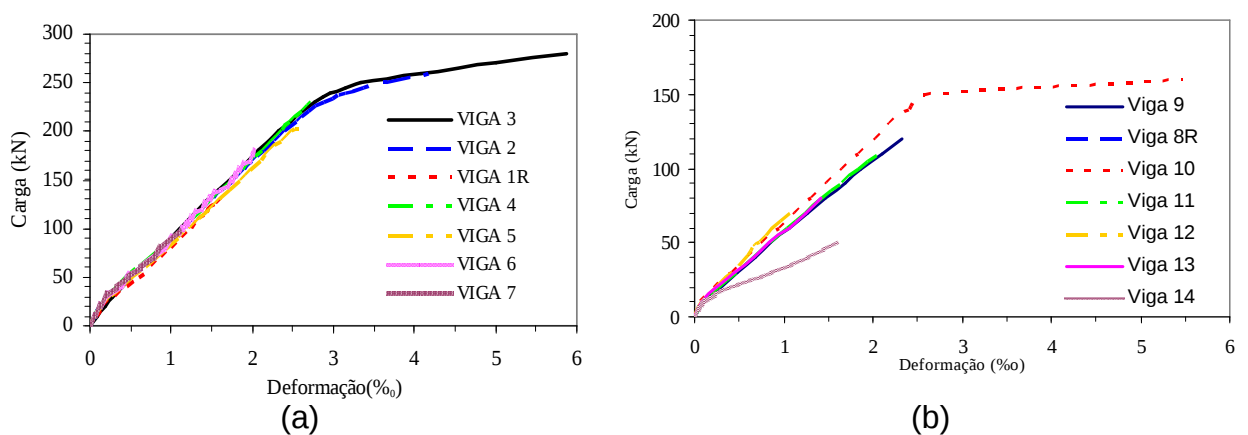


Figura 2.12 - Diagrama carga *versus* deformação da armadura longitudinal no meio do vão: a) Vigas elevada de resistência e b) Vigas de baixa resistência (Garcia, 2002).

Garcia (2002) propôs um novo critério para definir $\rho_{sw,min}$ a partir do comportamento experimental de vigas, baseado na relação τ_{wy}^*/τ_{cr} , cujo valor deve estar em torno de 1,5. Outro critério proposto foi o índice de ductilidade mínimo (Δ_u/Δ_{cr}) igual a 2,0. Ambos os critérios podem ser usados para definir as vigas que possuem armadura transversal mínima, a partir de ensaios experimentais.

Garcia (2002) analisou diversas equações para o cálculo da armadura transversal mínima, e aquelas que apresentaram os valores mais próximos dos resultados experimentais foram as seguintes:

$$\rho_{sw,min} = 0,0045 \frac{\sqrt[3]{f_{ck}^2}}{f_{ywk}} \quad (\text{Garcia, 2002}) \quad 2.1$$

$$\rho_{sw,min} = 0,0049 \frac{\sqrt[3]{f_{ck}^2}}{f_{ywk}} \quad (\text{Queiroz, 1999}) \quad 2.2$$

$$\rho_{sw,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{ywk}} \quad (\text{Eurocode 2, 2002}) \quad 2.3$$

2.4.1. Equações recomendadas por normas para o concreto convencional

Todas as normas de cálculo de estruturas de concreto armado estabelecem armadura transversal mínima, mas nem todas esclarecem seus objetivos e nem citam em que critérios se baseiam a definição dessas armaduras. Além disso, as fórmulas apresentadas são basicamente empíricas e, em geral não incluem os principais fatores que influenciam a armadura transversal mínima.

A norma NBR 6118 (2003) estabelece os requisitos gerais a serem atendidos pelo projeto de estruturas de concreto com resistência à compressão menor que 50 MPa. Ela estabelece que os elementos lineares ($b_w \leq 5d$) submetidos à força cortante devem conter armadura transversal mínima constituída por estribos, com taxa geométrica, conforme a Equação 2.4:

$$\rho_{sw,min} = \frac{A_{sw,mjn}}{b_w s \sin \alpha} \geq \frac{0,2 f_{ct,m}}{f_{ywk}} \quad 2.4$$

Onde:

- $f_{ct,m}$ é a resistência média à tração do concreto igual a $0,3 f_{ck}^{2/3}$;
- α é o ângulo de inclinação das armaduras transversais em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural.

A norma brasileira determina também que o diâmetro da barra que constitui o estribo deve ser maior ou igual a 5 mm, sem exceder 1/10 da largura da alma da viga. Quando a barra for lisa, seu diâmetro não pode ser superior a 12 mm. Além

disso, o espaçamento máximo entre estribos ($s_{m\acute{a}x}$), medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural, deve atender às seguintes condições:

- se $V_d \leq 0,67 V_{Rd2}$, então $s_{m\acute{a}x} = 0,6 d \leq 300$ mm;
- se $V_d > 0,67 V_{Rd2}$, então $s_{m\acute{a}x} = 0,3 d \leq 200$ mm.

Onde:

- V_{Rd2} é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruptura das diagonais comprimidas de concreto.
- d é a altura útil do elemento estrutural;

A norma ACI 318 (2005) estabelece que se adote uma taxa mínima de armadura transversal em todos os elementos de concreto armado submetidos à flexão, de acordo com a Equação 2.5, inclusive os protendidos, quando $V_u \geq 0,5 \phi V_c$, onde: O espaçamento máximo da armadura transversal deve ser $d/2$ para elementos sem protensão.

$$\rho_{sw,min} = 0,062276 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{ywk}} \geq \frac{0,34474}{f_{ywk}} \quad 2.5$$

Onde:

- V_u é a força cortante fatorada atuante na seção;
- V_c é a força cortante nominal, resistida pelo concreto;
- ϕ é o fator de redução da resistência.

A norma EUROCODE 02 (2004) recomenda adotar uma taxa de armadura transversal mínima de acordo com a Equação 2.6:

$$\rho_{sw,min} = \frac{A_{sw}}{b_w s \sin \alpha} \geq \frac{0,08 f_{ck}}{f_{ywk}} \quad 2.6$$

O espaçamento máximo da armadura transversal, $s_{m\acute{a}x}$, deve atender a Equação 2.7.

$$s_{m\acute{a}x} \leq 0,75 d (1 + \cot \alpha)$$

A norma canadense é aplicável a estruturas de concreto com $f_{ck} \leq 80$ MPa. Ela apresenta a seguinte equação para taxa de armadura transversal mínima:

$$\rho_{sw,min} = \frac{0,06\sqrt{f_{ck}}}{f_{ywk}} \quad 2.7$$

A Figura 2.13 apresenta os valores de taxa de armadura transversal em relação à resistência do concreto para algumas normas. Observam-se diferenças significativas entre os valores. Para o caso de f_{ck} igual a 30 MPa, tem-se uma variação de aproximadamente 80% entre o valor recomendado pela NBR 6118 (2003) e o CSA 23.3 (2004). Nota-se que para valores superiores de resistência à compressão essa diferença é ainda mais acentuada.

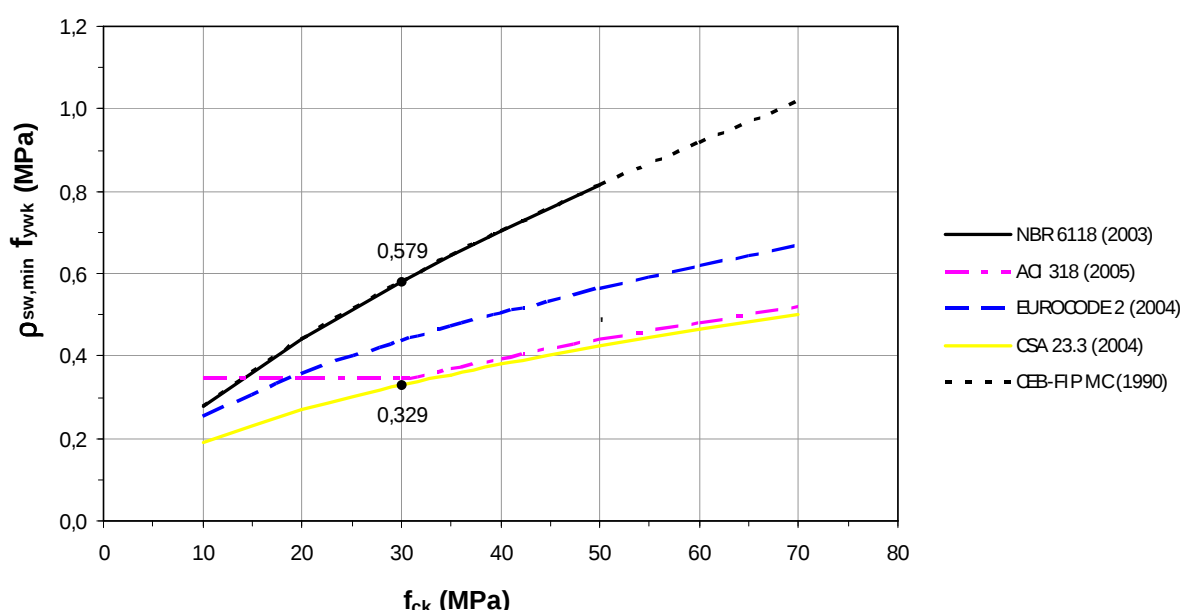


Figura 2.13 - Valores de $\rho_{sw,min}$ recomendados por algumas normas.

2.5. Considerações gerais

A capacidade resistente das vigas de concreto armado com armadura transversal pode ser tomada como a soma da parcela resistida pela armadura transversal e da parcela resistida pelo concreto. Esta última é a soma da contribuição do concreto na zona comprimida ainda não fissurada, do efeito de pino da armadura longitudinal e do engrenamento dos agregados do concreto ao longo da fase das fissuras de cisalhamento.

A armadura transversal mínima é necessária para que a viga não tenha ruptura súbita e brusca após a força cortante ter alcançado o valor do cortante de fissuração diagonal, além de manter um controle adequado da fissuração. O

comportamento e o modo de ruptura de vigas com pouca armadura transversal dependem principalmente da relação entre o vão de cisalhamento e da altura útil (a/d), da taxa geométrica de armadura longitudinal (ρ) e da resistência à compressão do concreto (f_c).

A capacidade de resistência ao cortante de uma viga de concreto armado aumenta com o aumento da taxa de armadura longitudinal (ρ) e da resistência do concreto (f_c) e com a diminuição da relação a/d . Nas principais normas existentes, a taxa de armadura transversal mínima varia em função da resistência do concreto; porém, estudos mostram que a taxa de armadura longitudinal e a relação a/d influenciam diretamente na taxa de armadura transversal.

Em relação ao concreto de cimento geopolimérico, observa-se pela revisão feita na literatura, de um modo geral, o melhor comportamento do concreto geopolimérico em relação ao concreto convencional. Porém, há poucas referências em relação ao comportamento do concreto geopolimérico armado (Dias, 2001; Sumajouw e Rangan, 2006 e Soares, 2006) e em relação ao estudo da armadura transversal mínima em vigas de concreto geopolimérico não foram encontradas pesquisas.

Observa-se também pela revisão feita na literatura que, mesmo para o concreto de cimento Portland, não há critérios consistentes para definição da armadura transversal mínima, sendo que as fórmulas recomendadas pelas principais normas são basicamente empíricas e, em geral, não incluem todos os parâmetros relevantes, levando a valores que diferem muito entre si (Figura 2.16). Se o objetivo da taxa de armadura transversal mínima é evitar a ruptura brusca das vigas, caso nelas ocorra fissuração diagonal, não deveria existir tanta diferença entre os valores propostos pelas normas.

Com base nessas informações foi elaborado o programa experimental deste trabalho, apresentado no próximo capítulo.

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Foram confeccionadas 5 vigas de concreto geopolimérico de seção transversal 150 mm x 450 mm, por 4500 mm de comprimento longitudinal, relação a/d igual a 3,6 e resistência à compressão de aproximadamente 30 MPa. Quatro vigas tiveram taxa de armadura transversal mínima variável de acordo com as equações estabelecidas pelas principais normas e uma viga de referência sem armadura transversal na região de cisalhamento.

As vigas foram simplesmente apoiadas e submetidas a um carregamento simétrico composto por duas cargas concentradas, que foram incrementadas até a ruptura.

Os parâmetros analisados foram: tipo de ruptura, carga de ruptura, cortante de fissuração diagonal, padrão de fissuração, abertura de fissuras, deslocamento vertical no meio do vão, ductilidade, deformação da armadura transversal e deformação do concreto. Os resultados obtidos foram comparados com os resultados apresentados por Garcia (2002) e outros autores para vigas de concreto convencional.

3.1. Materiais das vigas

3.1.1. Concreto de cimento geopolimérico

Neste trabalho o cimento geopolimérico utilizado foi obtido a partir da combinação de metacaulim (como fonte principal de alumínio e silício), cimento Portland (como fonte de cálcio) e uma solução alcalina composta por hidróxido de potássio e silicato de sódio alcalino (Na_2SiO_3). Como a relação $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$ no metacaulim é menor do que 3,0; então, o silicato foi usado como fonte extra de silício.

3.1.1.1. Solução alcalina

A solução alcalina ativadora foi obtida através da mistura do hidróxido de potássio com água, produzindo uma reação fortemente exotérmica. Após a dissolução foi adicionado o silicato de sódio alcalino e realizada mistura até

completa homogeneização. Foi utilizado o hidróxido de potássio em escamas (71,73% de óxido de potássio) adquirido na VETEC Química Fina Ltda; e o silicato de sódio alcalino foi adquirido na Unaprosil Indústria e Comércio de Produtos Químicos Ltda. Os resultados das análises físicas e químicas do silicato de sódio alcalino são apresentados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Resultados da análise química do silicato de sódio alcalino*.

Análises	Unidades	Especificações	Resultados
Densidade (20°C)	°Be	52 - 53	52,500
Massa específica	g/cm ³	1,563 - 1,580	1,572
Viscosidade (20°C)	cP	900 - 1200	1100
Na ₂ O	%(p/p)	14,5 - 15,3	15,040
SiO ₂	%(p/p)	32 - 33	32,450
Sólidos totais	%	46,5 - 48,3	47,490
Relação (SiO ₂ /Na ₂ O)	-----	2,091 - 2,276	2,158
Raio Molar	-----	2,161 - 2,352	2,229

*Dados fornecidos pelo fabricante do produto.

3.1.1.2. Metacaulim

O metacaulim utilizado para a fabricação do concreto foi adquirido na Metacaulim do Brasil Ltda, uma empresa brasileira que produz e comercializa o metacaulim em escala industrial. A Tabela 3.2 apresenta a composição química do metacaulim.

Tabela 3.2 - Composição química do Metacaulim*

Componentes	(%)
SiO ₂	55,1
Al ₂ O ₃	36,0
Fe ₂ O ₃	4,3
CaO	0,1
MgO	0,2
SO ₃	<0,1
Na ₂ O	<0,1
K ₂ O	0,6
TiO ₂	1,0
P.F.	2,8% (máx. 4,0%)
Massa específica	2,59 kg / dm ³
Massa unitária	0,63 kg / dm ³

*Dados fornecidos pelo fabricante do produto.

A Figura 3.1 apresenta o difratograma do metacaulim utilizado, indicando a presença de quartzo, caulinita e algumas impurezas, característicos de um material cristalino. Isso revela que as condições de calcinação não foram adequadas para que houvesse a transformação de toda a caulinita em metacaulinita, prejudicando assim, a sua reatividade.

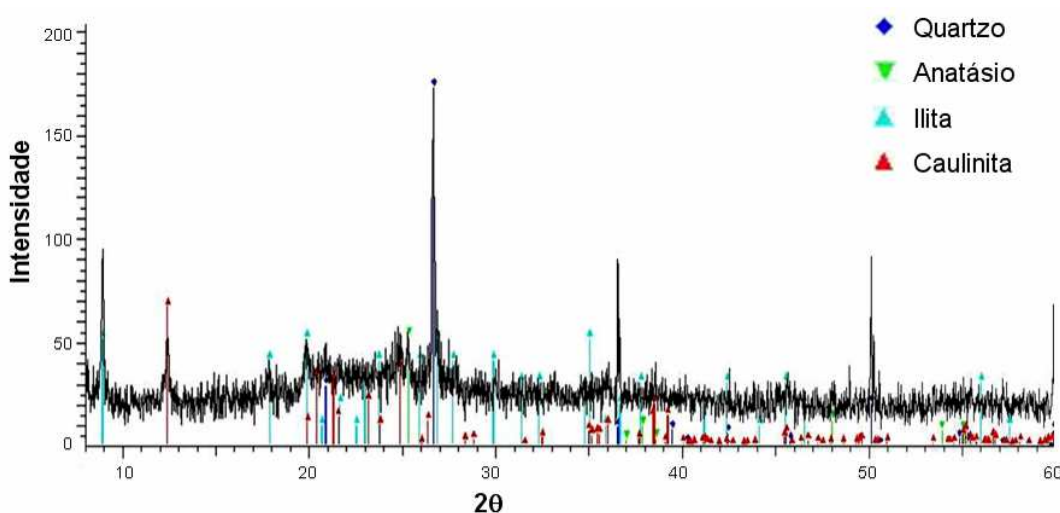


Figura 3.1 - Difratograma do metacaulim.

3.1.1.3. Cimento Portland

O cimento Portland utilizado foi o CPII E-32, da marca Votoran, adquirido na Votorantim Cimentos S/A. Suas propriedades físicas e químicas são apresentadas na Tabela 3.3.

Tabela 3.3- Propriedades físicas e químicas do cimento Portland*.

Componentes	(%)
SiO ₂ (%)	20,1
Al ₂ O ₃ (%)	5,0
CaO (%)	59,5
Fe ₂ O ₃ (%)	3,7
MgO (%)	2,3
K ₂ O (%)	0,1
SO ₃ (%)	3,0
Cal livre	1,1
Resíduo insolúvel	1,2
Perda ao fogo (%)	4,8
Área específica BLAINE (m ² . kg ⁻¹)	362,3
*Área específica BET (m ² . kg ⁻¹)	2429,0
Massa específica (g/cm ³)	3,1
Resíduo na peneira n° 200 (%)	3,0

*Dados fornecidos pelo fabricante do produto.

3.1.1.4. Agregado miúdo

O agregado miúdo utilizado para a fabricação do concreto foi uma areia quartzosa, lavada, proveniente do rio Paraíba do Sul, com módulo de finura igual a 2,29 e dimensão máxima igual a 2,4 mm. A Figura 3.2 apresenta a sua distribuição granulométrica.

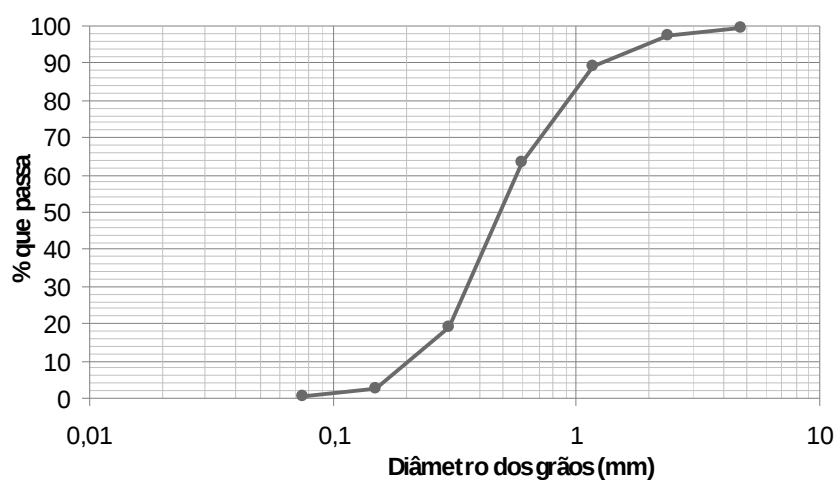


Figura 3.2 - Curva granulométrica do agregado miúdo.

3.1.1.5. Agregado graúdo

O agregado graúdo utilizado para a fabricação do concreto foi proveniente de jazidas localizadas no município de Campos dos Goytacazes-RJ. O módulo de finura era igual a 3,54 e a dimensão máxima igual a 19 mm. A Figura 3.3 apresenta a sua curva granulométrica.

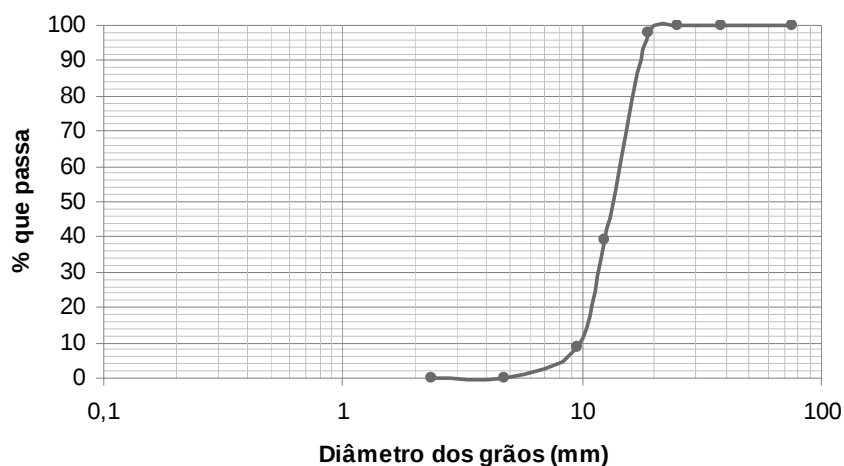


Figura 3.3 - Curva granulométrica do agregado graúdo.

3.1.2. Armaduras longitudinal e transversal

Foram realizados ensaios de tração nos aços das armaduras transversal e longitudinal, a fim de se obter o valor da resistência ao escoamento, que foi utilizado no dimensionamento das armaduras.

Para a armadura longitudinal foi utilizado aço CA 50 de diâmetro de 16,0 mm. O diagrama tensão *versus* deformação das amostras do aço é apresentado na Figura 3.4.

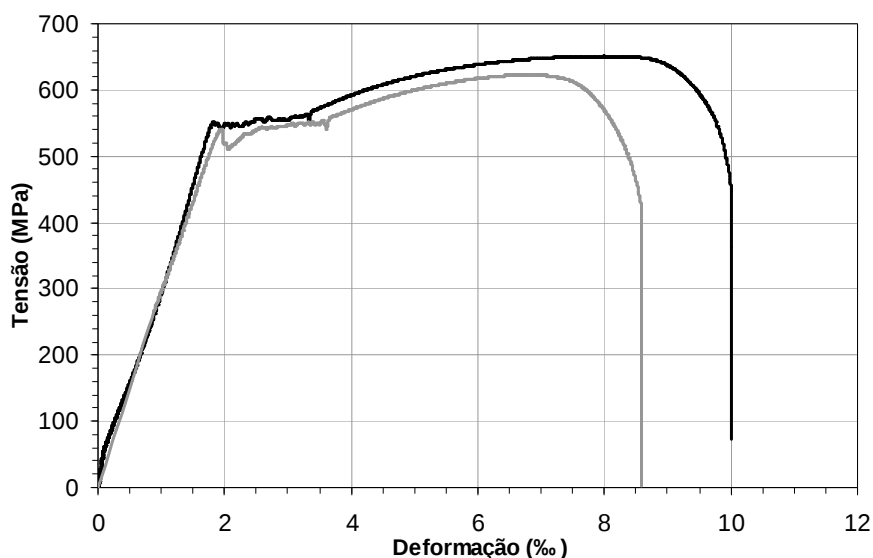


Figura 3.4 - Curvas tensão *versus* deformação das amostras de aço de 16,0 mm.

Para a armadura transversal foi utilizado aço CA 60 nos diâmetros de 4,2 e 5,0 mm. O diâmetro de 5,0 mm foi utilizado na zona de cisalhamento das vigas V4 e V5 e na zona de flexão pura de todas as vigas. O diâmetro de 4,2 mm foi utilizado na zona de cisalhamento das vigas V2 e V3. As curvas de tensão *versus* deformação das amostras do aço da armadura transversal são apresentadas nas Figuras 3.5 e 3.6.

A Tabela 3.4 apresenta os valores das tensões e deformações médias das amostras. Para a barra de diâmetro de 16,0 mm a tensão e as deformações de escoamento foram obtidas diretamente do gráfico, de tensão *versus* deformação já que o aço CA50 apresenta um patamar de escoamento perfeitamente definido. Para os aços da armadura transversal os valores das tensões e das deformações de escoamento foram obtidos do diagrama tensão *versus* deformação bilinear traçado a partir da tensão que produz uma deformação residual igual a 2‰.

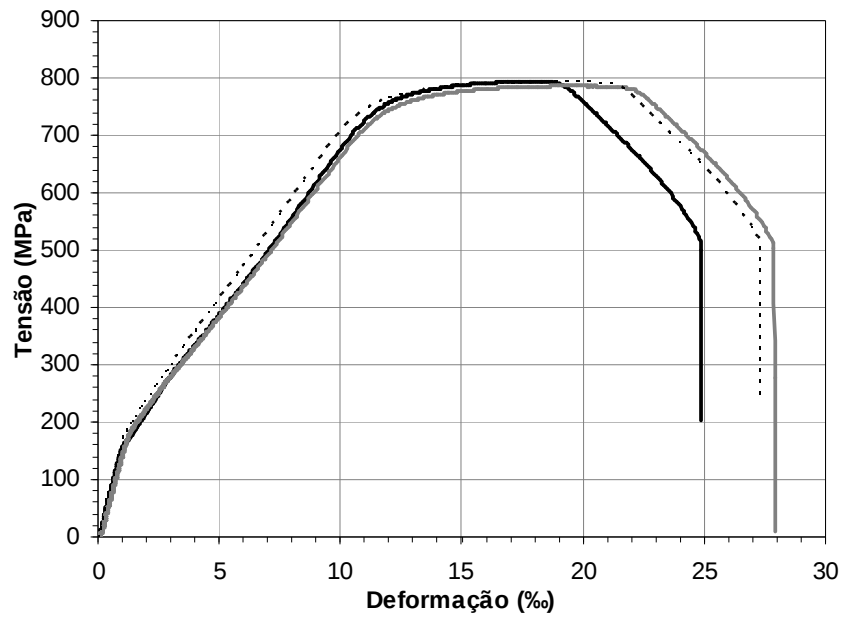


Figura 3.5 - Diagrama tensão *versus* deformação aço de 5.0 mm.

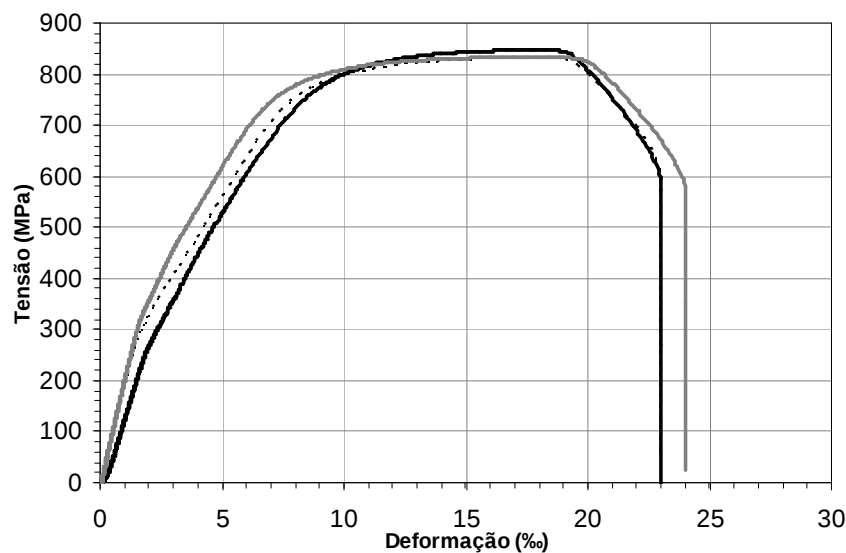


Figura 3.6 - Curvas tensão *versus* deformação das amostras de aço de 4.2 mm.

Tabela 3.4 - Características das barras de aço utilizadas.

Diâmetro (mm)	f_{yk} (MPa)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	ϵ_{sy} (‰)	ϵ_{sy}^* (‰)	ϵ_u (‰) Após ruptura
16,0	500	545	637	2,3	2,3	9,3
4,2	600	625	837	6,3	4,5	23,3
5,0	600	640	791	8,9	6,9	26,7

Onde:

- f_{yk} é a tensão de escoamento característica do aço;
- f_y é a tensão de escoamento do aço;
- f_u é a tensão última do aço;
- ϵ_{sy}^* é a deformação de escoamento correspondente ao diagrama tensão *versus* deformação bilinear;
- ϵ_{sy} é a deformação específica de escoamento do aço;
- ϵ_u é a deformação específica do aço na ruptura.

3.2. Definição do traço

A heterogeneidade dos materiais que compõem o concreto geopolimérico e a complexidade do seu processo de fabricação representa um desafio para o emprego desse concreto, principalmente em relação à dosagem dos ativadores.

Foi realizado um processo de dosagem com a finalidade de obter um traço com resistência aos 28 dias de aproximadamente 40 MPa, valor adotado por Garcia (2002). De acordo com os primeiros resultados obtidos, os traços iniciais foram ajustados quanto à composição de aglomerante, agregados e a relação água/aglomerante até atingir a resistência à compressão desejada. Porém, essa resistência não foi atingida, adotando-se um traço que forneceu uma resistência em torno de 30 MPa.

O grupo de compósitos do Instituto Militar de Engenharia (IME) tem estudado o comportamento de pastas de cimento geopolimérico com aditivos químicos. Estudos iniciais revelaram que a adição de retardadores de pega convencionais (ácidos orgânicos, boratos, lignosulfonatos e outros), comumente utilizados no cimento Portland, não ocasionou mudanças nos tempos de início de pega em pastas de cimento geopolimérico (Dias 2001).

Para este trabalho foi utilizado como aditivo retardador de pega o óxido de zinco.

A Tabela 3.5 apresenta o consumo de materiais em kg/m³ do traço inicial (1:2:3:0,52) baseado em Soares (2006). A parcela do aglomerante corresponde às somas das quantidades de metacaulim, cimento portland, hidróxido de potássio e a parte sólida do silicato de sódio alcalino (47,49%). Esse traço apresentou aos 28 dias uma resistência à compressão média de 30,2 MPa

Tabela 3.5 - Quantidade de material empregado por m³ para o traço 1:2:3:0,52.

Material	Quantidade (g)
Metacaulim	164,3
Cimento Portland CPIIE32	75,6
Hidróxido de potássio (KOH)	67,5
Água	109,8
Silicato de sódio alcalino (Na ₂ SiO ₃)	180,0
Areia	785,8
Brita	1178,7
Óxido de zinco (ZnO) - 5%	19,6

Buscando-se atingir a resistência em torno de 40 MPa a quantidade de água e de aditivo retardador de pega foi reajustada, chegando-se a um traço em peso 1:2:3:0,45, apresentado na Tabela 3.6, que forneceu resistência média à compressão aos 28 dias de aproximadamente 32 MPa.

Tabela 3.6 - Quantidade de material empregado para o traço 1:2:3:0,45 com aditivo.

Material		Quantidade (kg)
Metacaulim		164,3
Cimento Portland CPIIE32		75,6
Hidróxido de potássio (KOH)		67,5
Água		82,3
Silicato de sódio alcalino (Na ₂ SiO ₃)		180,0
Areia		785,8
Brita		1178,7
Óxido de zinco (ZnO) - 2,5%		9,8

Com o objetivo de avaliar uma possível influência do aditivo na resistência à compressão do concreto, foi realizado um traço com as mesmas proporções dos materiais do traço apresentado na Tabela 3.5, porém sem o aditivo retardador de pega, o qual forneceu resistência à compressão média aproximadamente igual a 30MPa.

Observou-se que a redução da quantidade de água e a utilização do aditivo retardador de pega não influenciaram significativamente a resistência à compressão. Desse modo o traço adotado para uma resistência de 30 MPa, em peso, foi 1:2:3:0,45, com 2,5 % de aditivo em relação à quantidade de aglomerante. A quantidade de material empregada por m³ de concreto é apresentada na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 - Quantidade de material empregada por m³ de concreto.

MATERIAL		QUANTIDADE (kg)
Metacaulim		165
Cimento Portland CPIIE32		76
Hidróxido de potássio (KOH)		68
Água		71
Silicato de sódio alcalino (Na ₂ SiO ₃)		181
Areia média		788
Brita 1		1182
Óxido de zinco (ZnO) - 2,5%		10

3.3. Confeção das vigas

O concreto foi fabricado numa betoneira de capacidade igual a 420 litros, sendo moldado da seguinte maneira: primeiramente foram colocados na betoneira o metacaulim e o cimento sendo misturados até completa homogeneização. Logo após foi colocada a areia e a metade da brita e realizada a homogeneização. A seguir foi adicionada a solução alcalina juntamente com o aditivo retardador de pega e realizada a mistura durante três minutos. Introdução do restante da brita com a betoneira em movimento, prosseguindo com a mistura até completa homogeneização, aproximadamente 2 minutos.

Devido à capacidade da betoneira, a concretagem de cada viga foi feita em duas etapas. As vigas foram vibradas com a utilização de um vibrador de imersão. Após a concretagem as vigas foram mantidas nos moldes durante vinte quatro horas, sendo então desmoldadas e mantidas em condições ambientes.

Para cada uma das vigas concretadas foram moldados 6 corpos de prova cilíndricos ϕ 100 mm x 200 mm. Após 24 horas, os corpos de prova foram desmoldados e o processo de cura foi realizado sob condições ambientes do laboratório, já que o concreto geopolimérico não necessita de cura imersa em água. Como esses corpos de prova não foram mantidos nas mesmas condições das vigas, foram retirados corpos de prova das vigas após sua ruptura para confirmação da resistência à compressão e à tração do concreto (Figura 3.7).



Figura 3.7 - Retirada dos corpos de prova das vigas.

3.4. Características das vigas

Os resultados obtidos nos ensaios de resistência à compressão e a tração dos corpos-de-prova retirados das vigas são apresentados na Tabela 3.8.

Tabela 3.8 - Resultados dos ensaios de resistência à compressão e a tração dos corpos-de-prova retirados das vigas.

Viga	Data concretagem	Data ensaio	Idade (Dias)	N° CP's	$f_{ct,sp}$ (MPa)	N° CP's	f_{cm} (MPa)
1R	06/06/2008	12/03/2009	279	3	3,7	3	27,2
2	30/05/2008	12/03/2009	286	2	3,8	3	22,6
3	06/06/2008	12/03/2009	279	3	3,9	2	28,8
4	27/05/2008	12/03/2009	289	2	3,3	2	20,3
5	30/05/2008	12/03/2009	286	2	4,3	3	35,7

As vigas tinham taxa de armadura longitudinal (ρ) igual a 1,6%, suficiente para provocar ruptura por cisalhamento, o que conduz a uma taxa ρ igual a 65% da taxa geométrica balanceada (ρ_b), calculada de acordo com a NBR 6118 (2003). A taxa geométrica balanceada (ρ_b) é a taxa limite de armadura que leva a viga a ter um estado deformacional último na fronteira entre os domínios de deformação 3 e 4, ou seja, com deformação na armadura de tração igual a ε_y e deformação máxima no concreto comprimido.

Na viga de referência (viga 1R) só foi colocada armadura transversal na zona de flexão pura. Nas demais tentou-se adotar valores de ρ_{sw} dentro da faixa limitada pelos menores e maiores valores propostos pelas principais normas ($\rho_{sw}f_{yw}$ requerida em %). Mostra-se na Figura 3.8 a variação de $\rho_{sw,min}f_{yw}$ em função de f_c segundo as principais normas e também os valores de $\rho_{sw}f_{yw}$ das vigas ensaiadas. Observa-se que três das vigas ensaiadas (vigas 2, 3 e 5) possuem valores de $\rho_{sw}f_{yw}$ dentro da faixa limitada pelos menores e maiores valores propostos pelas normas e a viga 4 possui valor de $\rho_{sw}f_{yw}$ maior do que os valores de $\rho_{sw,min}f_{yw}$ recomendados pelas normas.

As características geométricas e o detalhamento das armaduras transversal e longitudinal das vigas ensaiadas são mostrados na Figura 3.9 e outras características são fornecidas na Tabela 3.9.

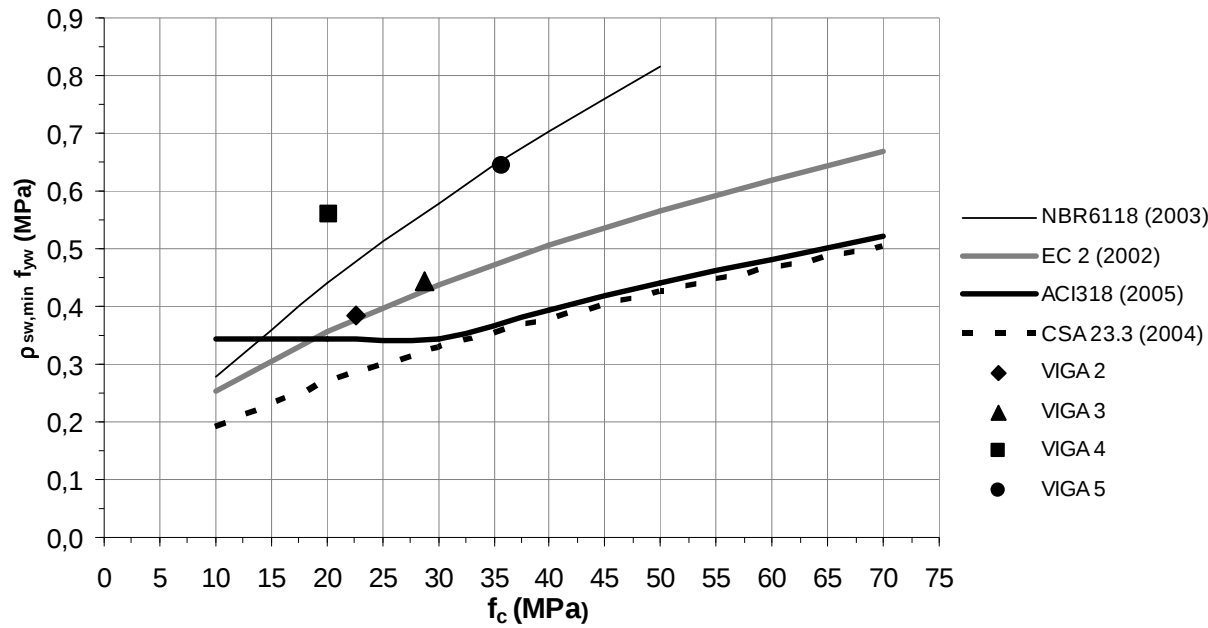


Figura 3.8 - Valores de $\rho_{sw,min}$ segundo normas e valores de ρ_{sw} adotados.

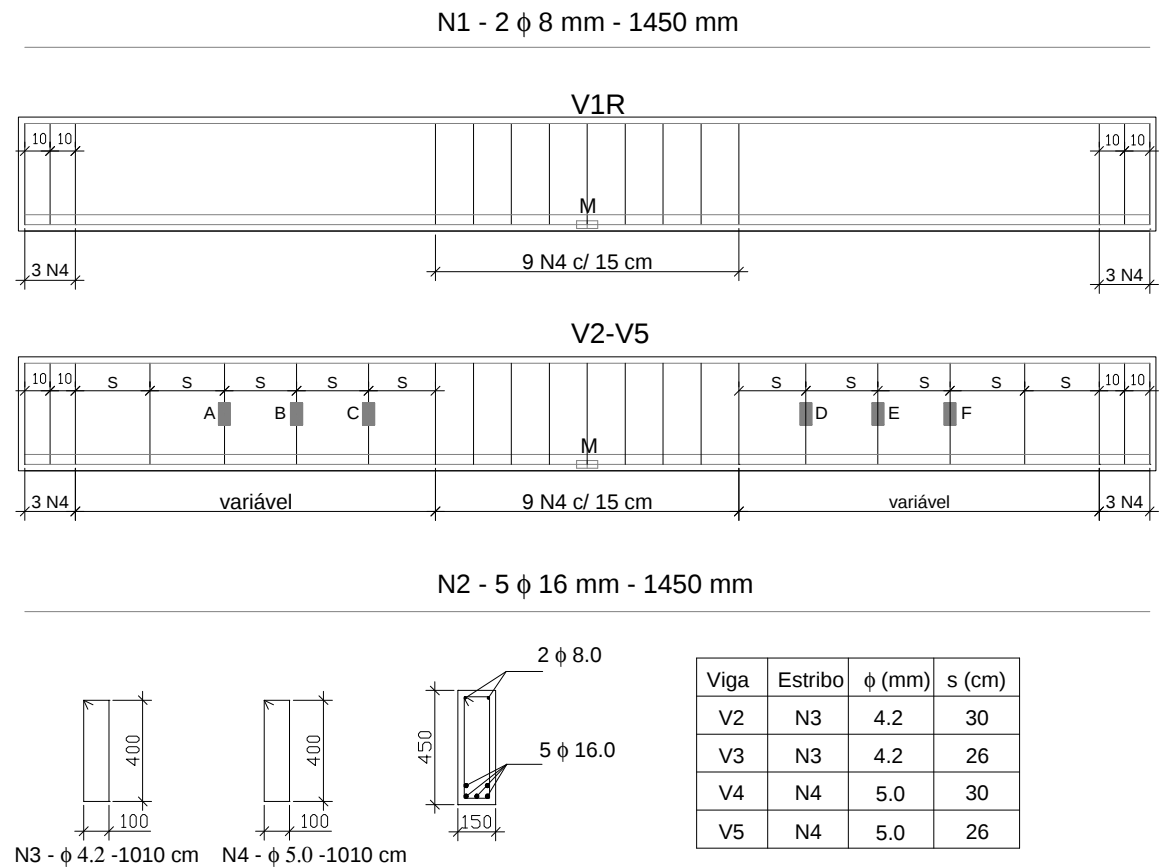


Figura 3.9 - Instrumentação e detalhamento das armaduras das vigas.

Tabela 3.9 - Características das vigas.

Vigas	f_{cm} (MPa)	ρ_{sw} (%)	$\rho_{sw} f_{yw}$ (MPa)	s (mm)	$\rho_{sw} f_{yw} / \rho_{sw} f_{yw}$ requerida (%)			
					NBR6118 (2003)	ACI318 (2005)	EC 2 (2002)	CSA 23.3 (2004)
VIGA R	27,2	-	-	-	-	-	-	-
VIGA 2	22,6	0,062	0,385	30	80	112	101	80
VIGA 3	28,8	0,071	0,444	26	79	129	104	79
VIGA 4	20,3	0,087	0,559	30	132	162	161	132
VIGA 5	35,7	0,101	0,644	26	99	173	135	99

* $a/d = 3,6$ e $\rho = 2,6\%$

3.5. Capacidades resistentes teóricas das vigas

3.5.1. Resistência à flexão

A Tabela 3.10 apresenta os valores de cargas teóricas de ruptura por flexão (V_f) para as vigas ensaiadas.

Tabela 3.10 - Cargas teóricas de ruptura por flexão das vigas ensaiadas.

Vigas	f_{cm} (MPa)	d (mm)	ρ (%)	z (cm)	V_f (kN)
Viga R	27,2	40,5	1,6	30,64	142
Viga 2	22,6	40,5	1,6	30,64	118
Viga 3	28,8	40,5	1,6	30,64	150
Viga 4	20,3	40,5	1,6	30,64	98
Viga 5	35,7	40,5	1,6	30,64	186

Esses valores foram obtidos de acordo com a NBR6118 (2003), adotando-se o diagrama retangular simplificado para a distribuição das tensões de compressão do concreto e coeficientes de segurança unitários, conforme a Figura 3.10.

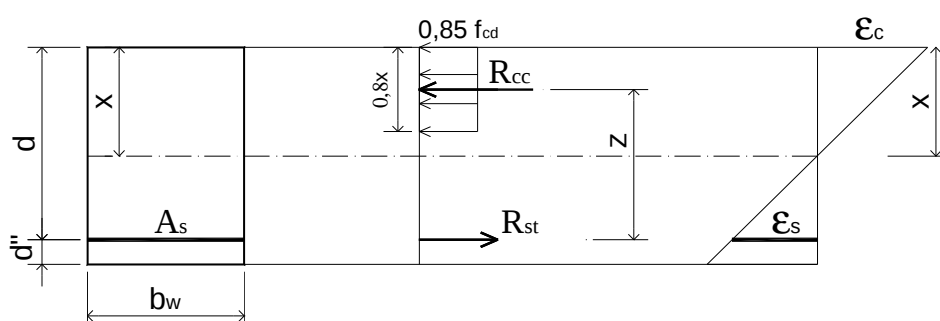


Figura 3.10 - Diagrama de distribuição retangular de tensões.

3.5.2. Resistência ao cortante

Para o cálculo do esforço cortante resistente adotou-se o método proposto pelo CEB FIP MC90, que fornece resultados mais próximos dos reais para o caso de vigas sem armadura transversal, segundo (Garcia, 2000) e Shehata *et al.*, (1999). O esforço cortante correspondente à fissuração diagonal crítica de vigas esbeltas ($a/d > 3$) é dado pela Equação 3.1, na qual já está embutido um coeficiente de segurança igual a 1,5:

$$V_c = 0,12 \left(\sqrt{100 \rho f_{ck}} \right) \left(1 + \sqrt{200/d} \right) b_w d \quad 3.1$$

De acordo com a norma CEB-FIP MC90, as vigas com armadura transversal têm a força cortante resistente determinada por meio do modelo de treliça, de acordo com a Equação 3.2:

$$V_u = V_s = \left(A_{sw} \frac{f_{ywd}}{s} \right) z \cot \theta \quad 3.2$$

Com $18,4^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$, $f_{ywd} = f_{ywk}/1,15$ e $z = 0,9d$.

A Tabela 3.11 mostra os valores teóricos de resistências ao esforço cortante ($V_{u,t}$) das vigas (Equação 3.1 para a viga R, Equação 3.2 para as demais vigas). Foi considerado o valor de θ igual a $18,4^\circ$, valor também adotado por Garcia (2002).

Tabela 3.11 - Valores teóricos de resistência ao cortante das vigas.

Vigas	f_{cm} (MPa)	d (mm)	s (cm)	z (cm)	A_{sw} (cm ²)	f_{yw} (MPa)	$V_{u,t}$ (kN)
VIGA R	27,2	40,5	-	30,64	-	-	83
VIGA 2	22,6	40,5	30	30,64	0,377	625	78
VIGA 3	28,8	40,5	26	30,64	0,431	625	96
VIGA 4	20,3	40,5	30	30,64	0,529	640	104
VIGA 5	35,7	40,5	26	30,64	0,614	640	139

3.6. Montagem e execução dos ensaios

Os apoios foram do primeiro e segundo gênero, distando entre si 4050 mm. O carregamento consistiu em duas cargas concentradas distando 1100 mm entre si e 1475 mm de cada apoio. As vigas foram carregadas simetricamente por duas cargas concentradas, que foram incrementadas até a ruptura. A carga foi aplicada por meio

de um atuador hidráulico e as medições foram feitas por células de cargas, conforme o esquema de ensaio apresentado na Figura 3.11.

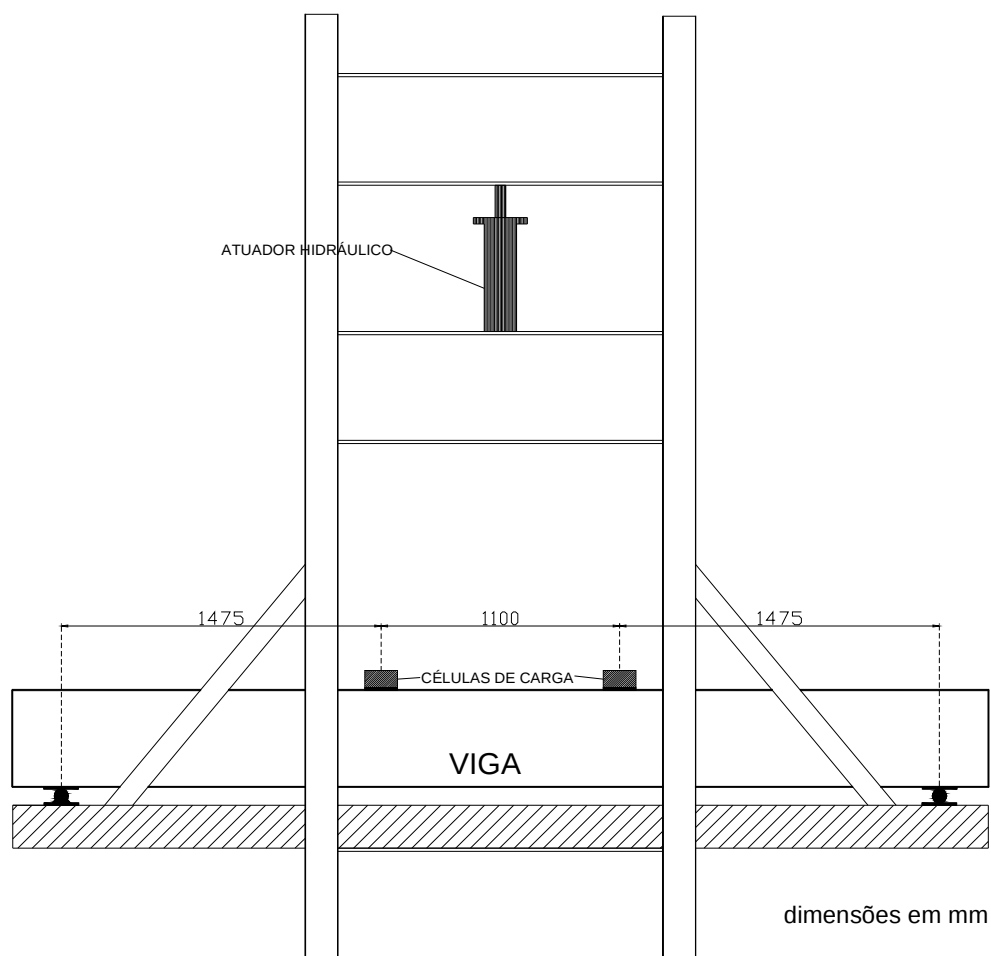


Figura 3.11 - Esquema de Ensaio.

Para a medição das deformações específicas nas armaduras foram utilizados extensômetros elétricos (Figura 3.12).



Figura 3.12 - Instrumentação da armadura transversal e longitudinal.

Foi instrumentada uma das barras da armadura longitudinal de tração na seção do meio do vão (M). Na região em que a viga está submetida ao cisalhamento foram instrumentados 6 estribos (A, B, C, D, E e F), conforme mostra a Figura 3.13.

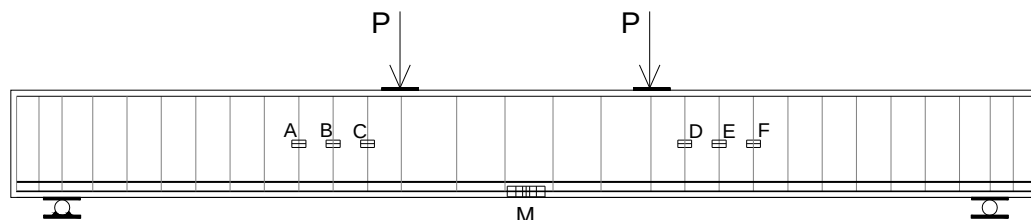


Figura 3.13 - Localização dos extensômetros para medição das deformações das armaduras.

As vigas foram pintadas com cal para facilitar a visualização das fissuras e a marcação foi realizada com a utilização de um comparador de fissuras com precisão de 0,1mm. Foram utilizados LVDT's para a medição dos deslocamentos do concreto na zona comprimida e os deslocamentos verticais na seção do meio do vão conforme mostra a Figura 3.14.

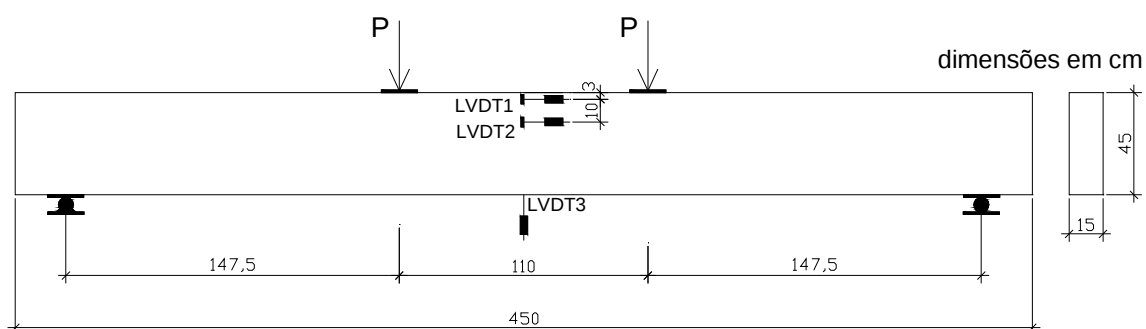


Figura 3.14 - Dimensões das vigas e localização dos LVDTs.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1. Cargas de fissuração diagonal e modos de ruptura

As forças cortantes de ruptura (V_u) e outras características das vigas encontram-se na Tabela 4.1, assim como os valores das forças cortantes de fissuração diagonal (V_{cr}), obtidos a partir do gráfico de deformação da armadura transversal e da análise visual.

Tabela 4.1 - Dados e resultados das vigas ensaiadas.

Vigas	f_{cm} (MPa)	$f_{ct,sp}$ (MPa)	ρ (%)	s (mm)	ϕ (mm)	$\rho_{sw} f_{yw}$ (MPa)	$\rho_{sw} f_{yw}/f_{cm}$	$V_{u,t}$ (kN)	$V_{u,f}$ (kN)	V_{cr} (kN)	V_u (kN)
VR	27,2	3,7	-	-	-	0	0	83	142	230	253
V2	22,6	3,8	1,6	30	4,2	0,385	0,017	72	118	63	135
V3	28,8	3,9	1,6	26	4,2	0,444	0,015	96	150	120	255
V4	20,3	3,3	1,6	30	5,0	0,559	0,030	104	98	82	206
V5	35,7	4,3	1,6	26	5,0	0,644	0,018	139	186	115	184

onde:

$V_{u,t}$ é a carga teórica de ruptura por cortante;

$V_{u,f}$ é a carga teórica de ruptura por flexão

Todas as vigas apresentaram ruptura por cortante. As vigas só romperam após uma ou duas fissuras diagonais se desenvolverem significativamente, mostrando uma significativa reserva de resistência. Esse comportamento é semelhante ao concreto convencional e está de acordo com vários estudos apresentados na literatura. A viga de referência rompeu abruptamente, logo após o aparecimento das fissuras inclinadas. As demais vigas romperam por tração diagonal, com ruptura da armadura transversal. Os tipos de ruptura apresentados pelas vigas são mostrados na Tabela 4.2. Fotos das vigas, após sua ruptura, podem ser vistas no Anexo 7.

Tabela 4.2 - Tipo de ruptura apresentado pelas vigas.

Vigas	Tipo de Ruptura
V1R	Tração diagonal
V2	Tração diagonal, com escoamento da armadura longitudinal e ruptura da armadura transversal
V3	
V4	
V5	

4.2. Fissuração

Na Figura 4.1 são mostrados os padrões de fissuração apresentados pelas vigas ensaiadas, bem como as cargas em kN sob as quais se desenvolveram as fissuras. Nela também estão posicionados os locais de onde foram retirados os corpos de prova para confirmação das resistências.

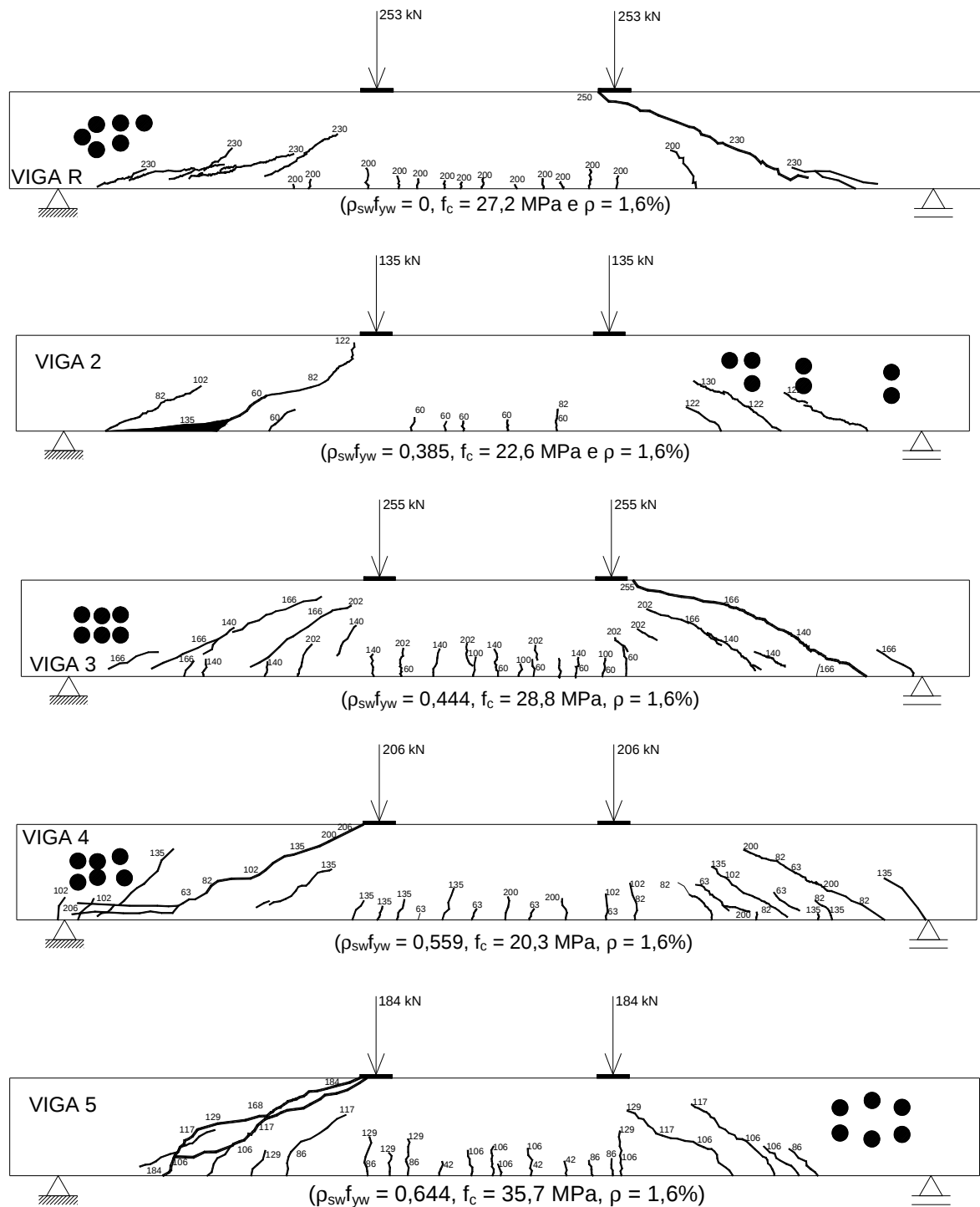


Figura 4.1 - Padrão de fissuração apresentado pelas vigas.

Primeiramente desenvolveram-se as fissuras de flexão para carga aproximada de 60 kN, exceto para a viga de referência cujas primeiras fissuras apareceram para uma carga de 200 kN. À medida que a carga foi aumentando formaram-se as fissuras diagonais na região submetida ao esforço cortante. Com o aumento da carga algumas destas fissuras foram gradualmente inclinando-se em direção ao ponto de aplicação da carga. A formação de novas fissuras diagonais cessou com a formação de uma fissura diagonal dominante.

Observa-se que as vigas de concreto geopolimérico apresentaram um padrão de fissuração bem semelhante às vigas analisadas por Garcia, 2002 apresentado na Figura 2.13. O padrão de fissuração apresentado pelas vigas também está de acordo com outros estudos existentes na literatura. Observa-se também que as vigas com armadura transversal apresentaram melhor distribuição das fissuras, com um maior número de fissuras diagonais, exceto para a viga 2.

Observou que a viga 2, apesar de ter apresentado ruptura por cortante comportou-se de maneira diferenciada das demais (baixa carga de ruptura e diferente padrão de fissuração). Esse comportamento foi provavelmente devido a problemas que ocorreram durante a concretagem, pois não houve vibração adequada e associada à pega rápida do concreto geopolimérico, vários nichos de concretagem se formaram (Figura 4.2). Diante desse motivo a viga 2 será excluída desse estudo, visto que ela teve seu desempenho mecânico prejudicado pelos problemas da concretagem o que influenciaria na análise dos demais parâmetros.



Figura 4.2 - Nichos de concretagem na Viga 2.

As Figuras 4.3 a 4.6 apresentam os diagramas carga *versus* abertura de fissura das vigas ensaiadas. Alguns pesquisadores sugerem que a abertura das fissuras correspondentes à carga de serviço, adotada como sendo 70% da resistência ao cortante teórica, deve ser menor que 0,3 mm. Deste modo, tem-se cargas de serviço iguais a 67, 73 e 97 kN para as vigas V3, V4 e V5 respectivamente. Observando as Figuras 4.3 a 4.6, nota que as vigas atenderam a este critério. Ressalta-se que o método adotado para estimativa da resistência teórica foi muito conservador, subestimando o seu valor, conduzindo para no caso da viga 3 a uma carga de serviço menor do que a carga para a qual a viga começou a desenvolver as fissuras.

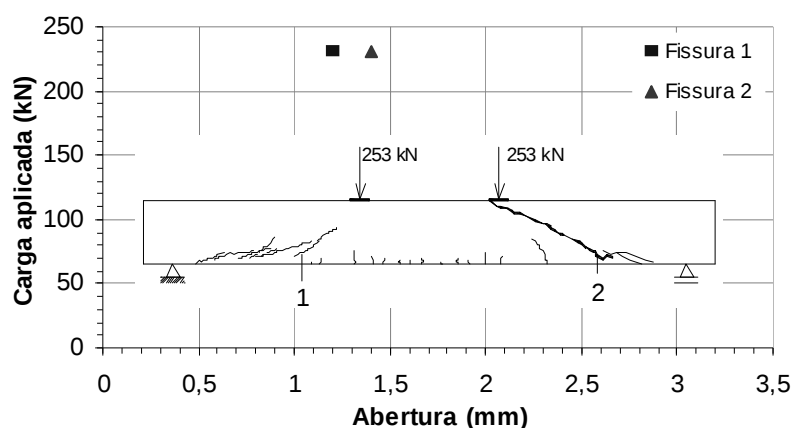


Figura 4.3 - Diagrama carga x abertura de fissuras para a viga R.

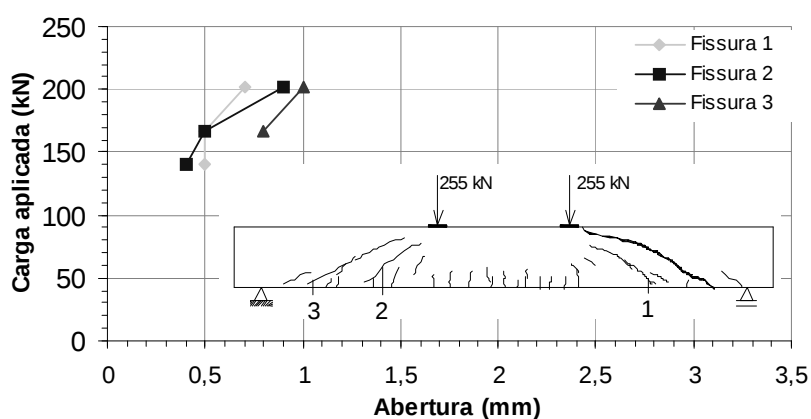


Figura 4.4 - Diagrama carga x abertura de fissuras para a viga 3.

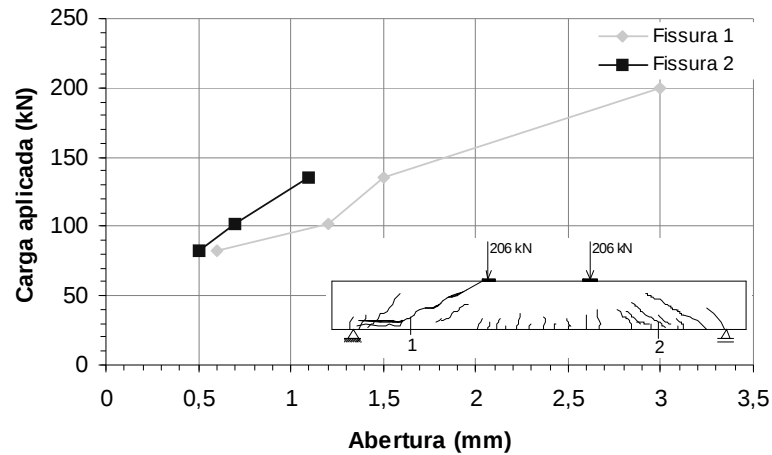


Figura 4.5 - Diagrama carga x abertura de fissuras para a viga 4.

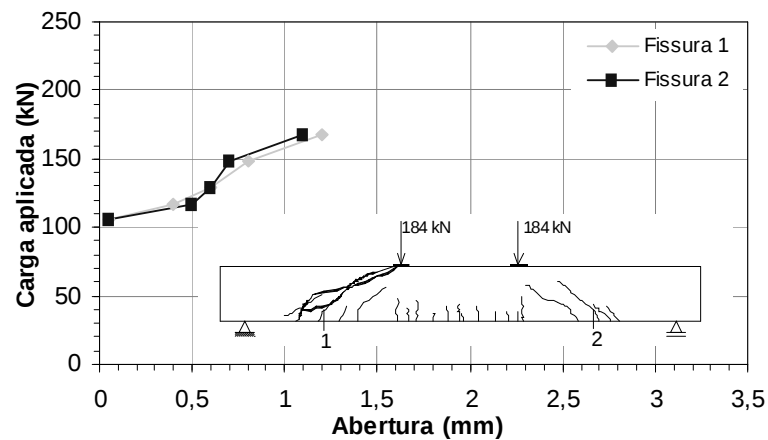


Figura 4.6 - Diagrama carga x abertura de fissuras para a viga 5.

4.3. Deformação específica das armaduras

4.3.1. Armadura Transversal

Foram instrumentados 6 estribos na região submetida ao cisalhamento das vigas. Porém em alguns extensômetros não foram medidos valores coerentes.

As curvas de carga aplicada *versus* deformação dos estribos são apresentadas nas Figuras 4.7 a 4.9. Nelas são assinalados os valores de ε_{sy}^* e do cortante último. Para a viga 3 como não se tem os valores das deformações para a carga de ruptura, embora não se tenha medido deformação maior ou igual a ε_{sy}^* pode-se concluir, a partir da tendência mostrada por sua curva, que houve escoamento. A partir desses gráficos foram determinados os valores das forças cortantes correspondentes ao início do escoamento da armadura transversal (V_y^*), e

a força cortante de fissuração diagonal (V_{cr}), exceto para a viga 4, cujo valor foi obtido por análise visual, durante a ruptura da viga.

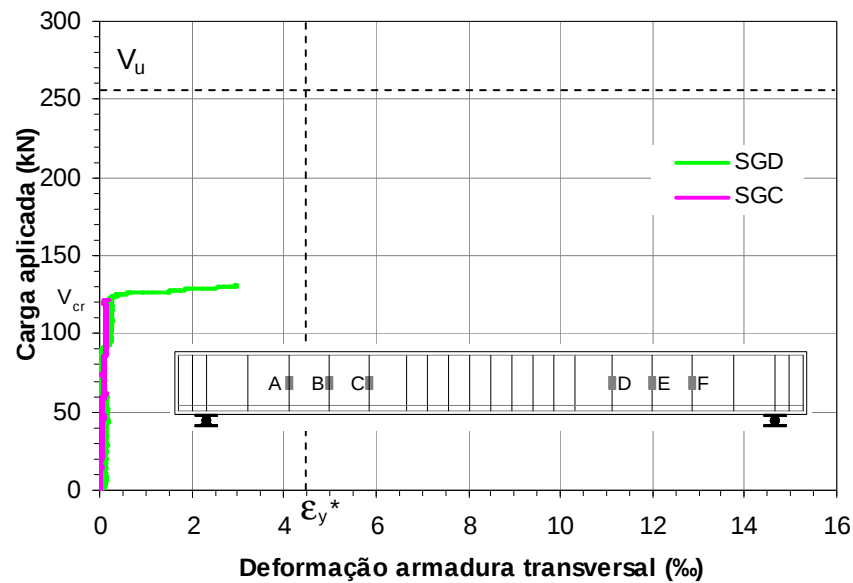


Figura 4.7 - Diagrama carga *versus* deformação na armadura transversal da viga 3.

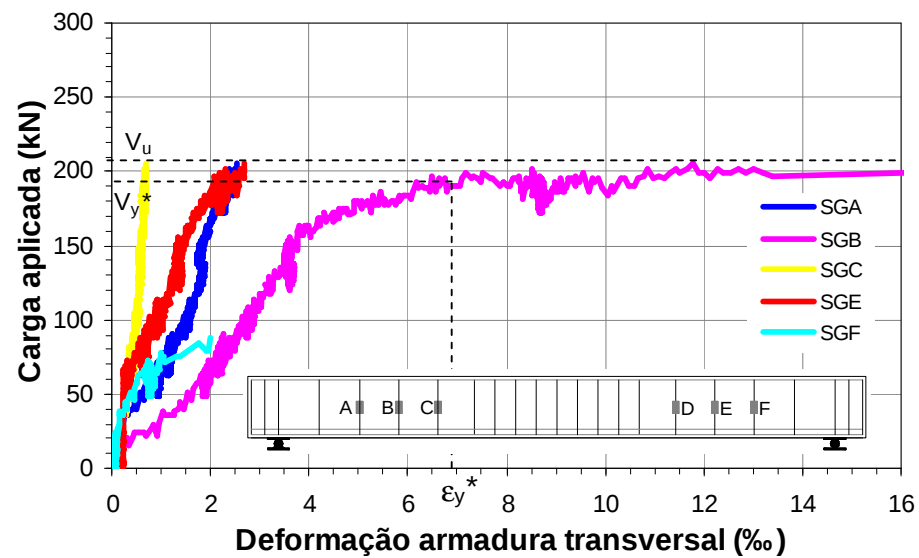


Figura 4.8 - Diagrama carga *versus* deformação na armadura transversal da viga 4

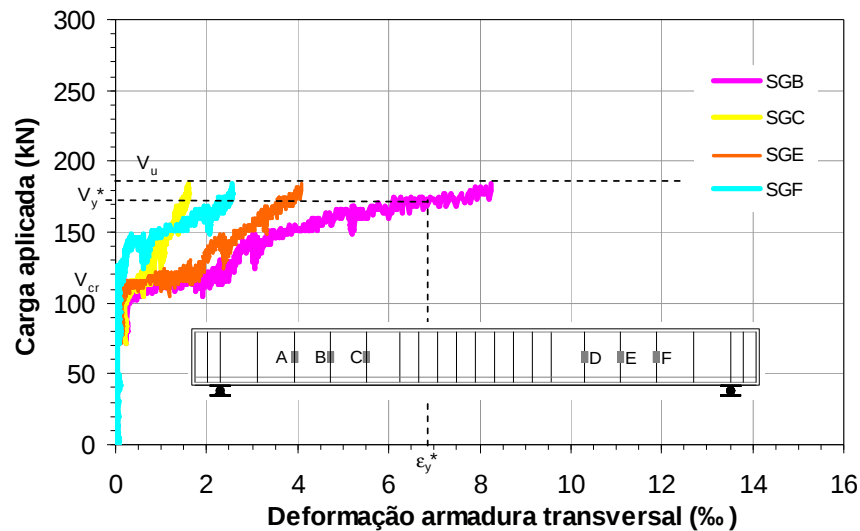


Figura 4.9 - Diagrama carga *versus* deformação na armadura transversal da viga 5.

4.4. Deslocamento vertical

As Figuras 4.10 a 4.13 apresentam o deslocamento vertical no meio do vão para cada viga. Para a viga 4 o LVDT foi retirado antes de atingir a carga última, para não danificar o aparelho. O valor de deslocamento vertical último foi obtido prolongando-se a curva de carga *versus* deslocamento vertical até o valor de carga última desta viga, admitindo-se um comportamento linear, conforme a Figura 4.12.

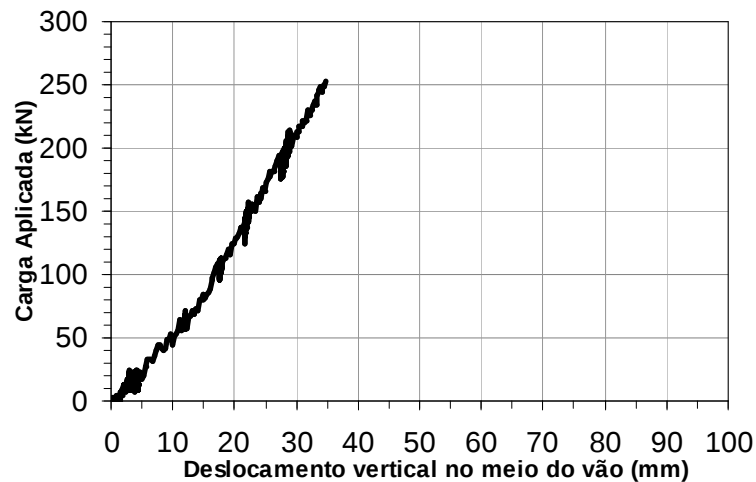


Figura 4.10 - Diagrama carga *versus* deslocamento vertical no meio do vão para a viga R.

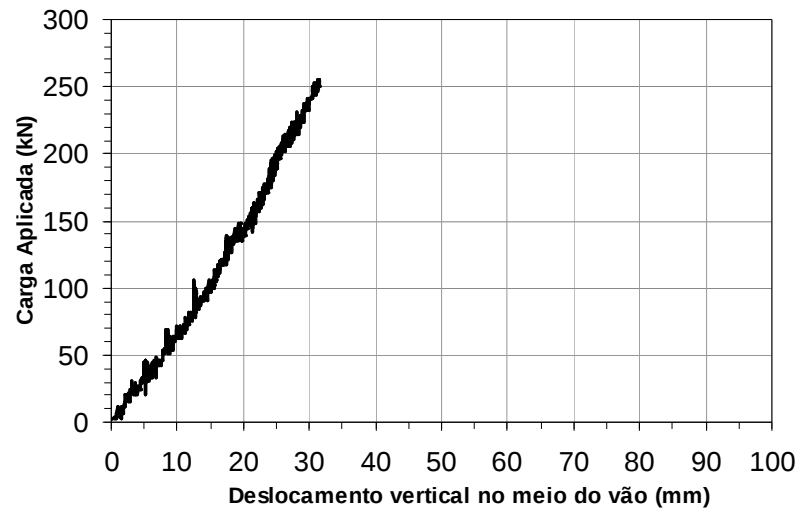


Figura 4.11 - Diagrama carga *versus* deslocamento vertical no meio do vão para a viga 3.

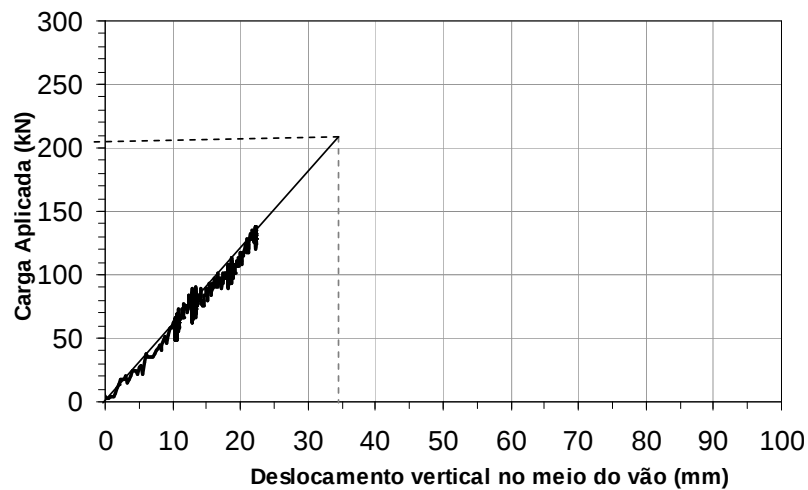


Figura 4.12 - Diagrama carga *versus* deslocamento vertical no meio do vão para a viga 4.

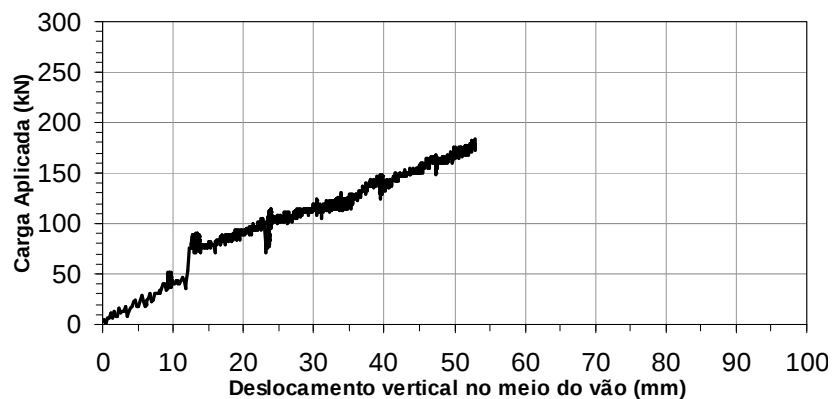


Figura 4.13 - Diagrama carga *versus* deslocamento vertical no meio do vão para a viga 5.

Para melhor avaliar o comportamento apresentado pelas vigas, a Figura 4.14 apresenta o diagrama carga *versus* deslocamento vertical no meio do vão de todas as vigas. Observa-se a viga R, viga 3 e viga 4 apresentaram um comportamento

bem semelhante. A viga 5 apresentou uma mudança de comportamento quando a carga se aproximou da carga de fissuração diagonal.

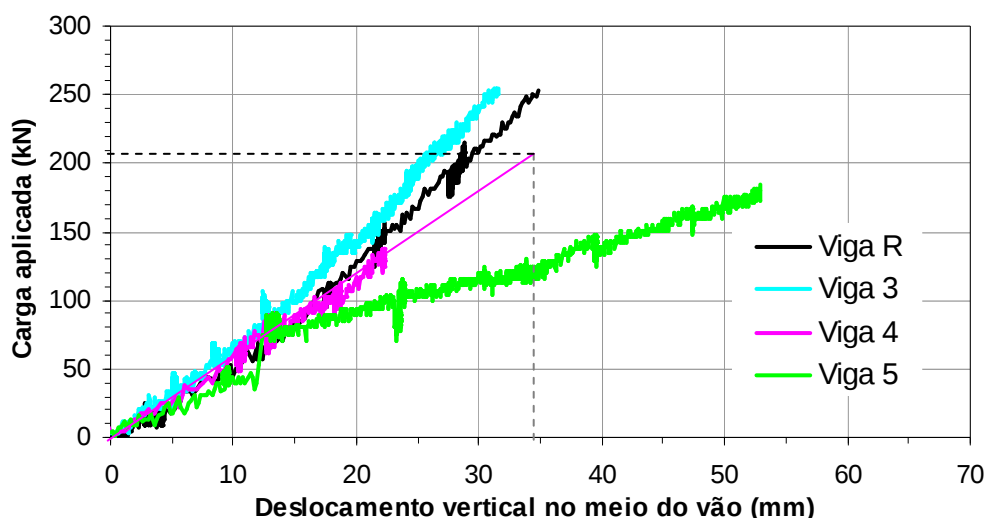


Figura 4.14 - Diagrama carga *versus* deslocamento vertical no meio do vão.

De um modo geral as vigas apresentaram deslocamentos verticais muito maiores do que os encontrados por Garcia 2002 (Tabela 2.7) e outros valores existentes na literatura devido ao fato desse concreto geopolimérico ter como característica um baixo módulo de deformação (Viana, 2009).

Os deslocamentos verticais no meio do vão para a carga de fissuração (Δ_{cr}) e para a carga última (Δ_u) de cada viga são mostrados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Valores de Δ_u/Δ_{cr} para as vigas ensaiadas.

Vigas	$\rho_{sw} f_{yw}/f_c$ (MPa)	Δ_u (mm)	Δ_{cr} (mm)	Δ_u/Δ_{cr}
VR	-	34,6	27,8	1,24
V3	0,0154	31,5	15,3	2,06
V4	0,0276	34,5	14,5	2,38
V5	0,0181	52,9	23,4	2,26

A Figura 4.15 apresenta o índice de ductilidade (Δ_u/Δ_{cr}) em função de $\rho_{sw}f_{yw}/f_c$ para as vigas ensaiadas. Observa-se que, nas vigas com armadura transversal, a relação Δ_u/Δ_{cr} tende a aumentar com o aumento de $\rho_{sw}f_{yw}/f_c$ corroborando com os resultados obtidos por Garcia (2002). Observa-se que todas as vigas com armadura transversal apresentaram valores de índice de ductilidade (Δ_u/Δ_{cr}) próximo ao valor mínimo estabelecido por Garcia (2002) igual a 2,0 para vigas com armadura transversal aproximadamente a mínima. Nota-se que avaliando este índice as vigas 3 e 5 comportaram-se como vigas com armadura transversal aproximadamente

mínima. A viga 4 como foi mostrado na Figura 3.8 teve armadura transversal superior à estabelecida por normas.

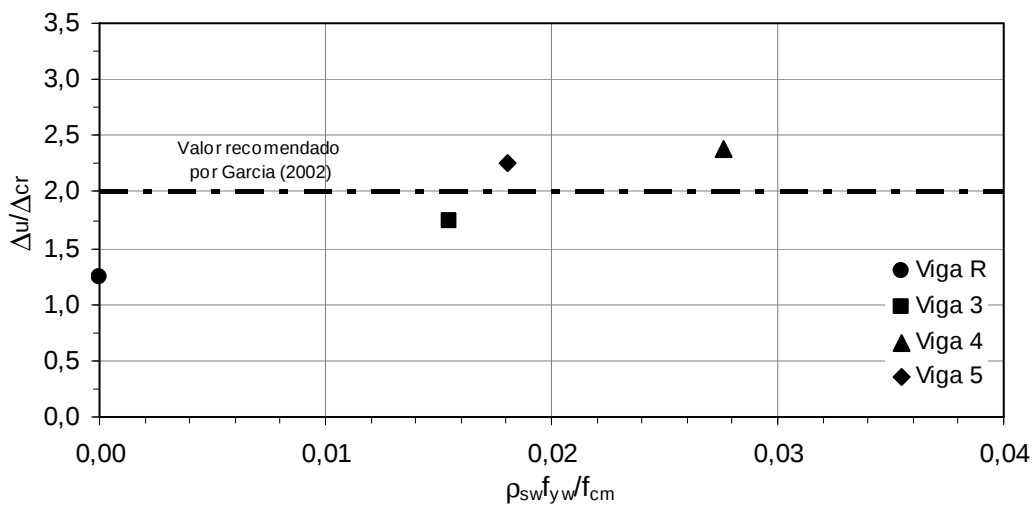


Figura 4.15 - Índice de ductilidade (Δ_u/Δ_{cr}) em função de $\rho_{sw}f_{yw}/f_{cm}$ para as vigas ensaiadas.

4.5. Deformação específica ao longo da seção no meio do vão

Na Figura 4.16 podem ser vistas as deformações da seção do meio do vão das vigas, medidas no concreto e na armadura longitudinal, para a carga última. Como não foram obtidas as deformações da armadura longitudinal, estes valores foram obtidos através dos valores de deformação medidos no concreto, admitindo-se o princípio de que as seções permanecem planas depois da peça deformar-se. Observa-se que a viga 2 mostrou comportamento diferenciado das demais.

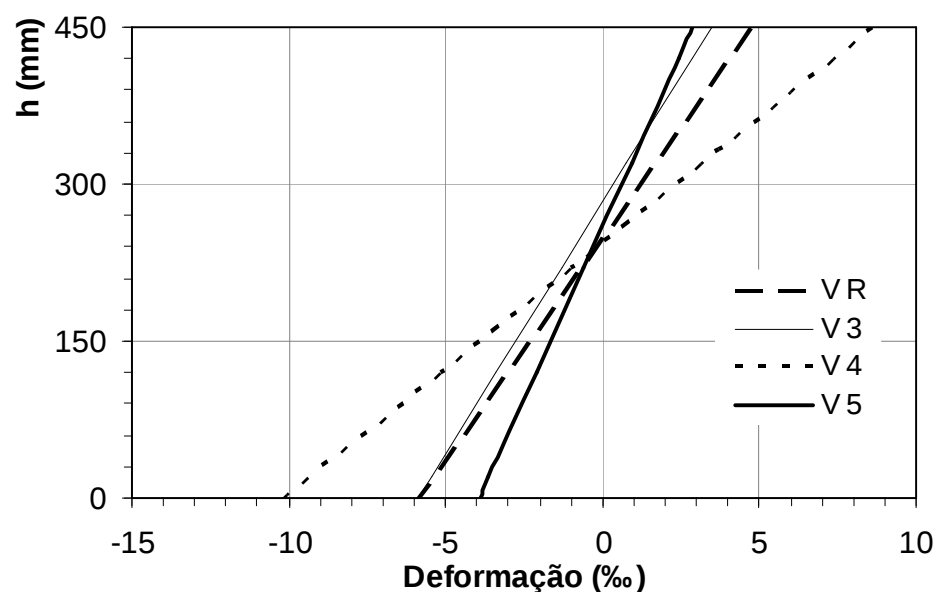


Figura 4.16 - Deformação ao longo da seção transversal no meio do vão das vigas.

A altura da linha neutra das vigas ensaiadas e as deformações do concreto para a carga de ruptura são mostradas na Tabela 4.4. As vigas apresentaram valores de linha neutra bem próximos, apresentando um valor médio de aproximadamente 190 mm. Esses valores estão próximos dos valores encontrados por Garcia (2002). Em relação à deformação do concreto, a viga 4 apresentou valor de deformação muito elevado maior que 7,0 ‰.

Tabela 4.4 - Valores de altura da linha neutra e deformação específica do concreto para a carga de ruptura.

Vigas	x (mm)	d (mm)	x/d	ϵ_c (‰)
VR	200	406	0,49	4,03
V3	170	406	0,42	2,84
V4	205	406	0,50	7,33
V5	190	406	0,47	2,43

4.6. Verificação dos critérios de definição de armadura transversal mínima

4.6.1. Critério de reserva de resistência

A Tabela 4.5 apresenta os valores de V_u/V_c de acordo com algumas normas. Segundo OZCEBE et al (1999) este valor deve estar em torno de 1,5 para definir desempenho mínimo requerido.

Tabela 4.5 - Valores de V_c segundo normas NBR 6118 (2003), CEB FIP (1990) e ACI 318 (2005).

Vigas	V_u (kN)	V_c (kN)			V_u/V_c		
		NBR6118 (2003)	CEB FIP (1990)	ACI 318 (2005)	NBR6118 (2003)	CEB FIP (1990)	ACI 318 (2005)
Viga R	135	49	83	53	5,1	3,1	4,8
Viga 2	255	44	78	48	5,8	3,3	5,3
Viga 3	206	51	84	54	4,9	3,0	4,7
Viga 4	184	41	75	46	6,2	3,4	5,6
Viga 5	253	59	90	60	4,3	2,8	4,2

A Figura 4.17 mostra os valores de V_u/V_c em função de $\rho_{sw}f_{yw}/f_{cm}$ para as vigas ensaiadas, segundo diferentes normas. Observa-se que as vigas apresentaram elevadas cargas de ruptura, levando a relações V_u/V_c bem distantes do valor de 1,5 proposto por OZCEBE et al (1999). Além disso, as equações propostas pelas normas para o cálculo de V_c , foram muito conservativas, subestimando a parcela

resistida pelo concreto. Sendo assim, por este critério todas as vigas apresentaram taxas de armaduras transversais muito maiores que à mínima. Pode-se concluir que este critério não se aplicou ao comportamento das vigas ensaiadas, não sendo o melhor parâmetro para se definir as vigas realizadas com concreto de cimento geopolimérico que possuem taxa de armadura transversal mínima.

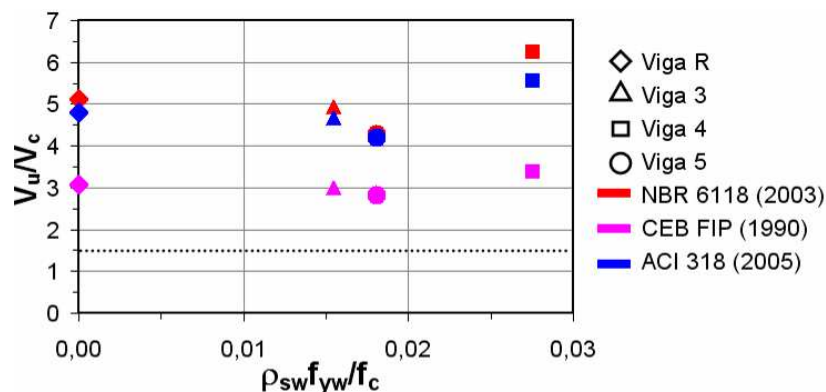


Figura 4.17 - Relação V_u/V_c em função de $\rho_{sw} f_{yw} / f_{cm}$ para as vigas ensaiadas segundo diferentes normas.

4.6.2. Avaliação do parâmetro (τ_{wy}^* / τ_{cr}) proposto por Garcia (2002)

Apresentam-se na Tabela 4.6 as tensões cisalhantes nominais correspondentes às cargas sob as quais ocorreram as fissuras diagonais (τ_{wcr}), o escoamento dos estribos (τ_{wy}^*) e a ruptura (τ_{wu}) das vigas. Para a viga 3 não foi obtido o valor de τ_{wy}^* , pois só foram coletados sinais lógicos nos estribos que não atingiram a tensão de escoamento.

Tabela 4.6 - Tensões cisalhantes nominais absolutas e relativas

Vigas	τ_{cr} (MPa)	τ_{wu} (MPa)	τ_{wy}^* (MPa)	τ_{wu} / τ_{cr}	τ_{wy}^* / τ_{cr}	$\rho_{sw} f_{yw} / f_{cm}$
VR	0,38	0,42	-	1,10	-	0,00
V3	0,20	0,34	-	2,13	-	0,13
V4	0,13	0,42	0,32	2,51	2,38	0,19
V5	0,19	0,30	0,28	1,60	1,50	0,17

Numa viga com armadura transversal menor que a mínima tem-se $\tau_{wu} / \tau_{wcr} = \tau_{wy}^* / \tau_{wcr} \approx 1$ e armaduras maiores que as mínimas levam a diferença entre τ_{wcr} , τ_{wy}^* e τ_{wu} . Mostra-se na Figura 4.18 a relação τ_{wu} / τ_{wcr} em função de $\rho_{sw} f_{yw} / f_{cm}$ para as vigas ensaiadas pela autora e por Garcia (2002), Rahal e Al-Shaleh (2004), Cladera e Mari (2005) e Lee e Kim (2008).

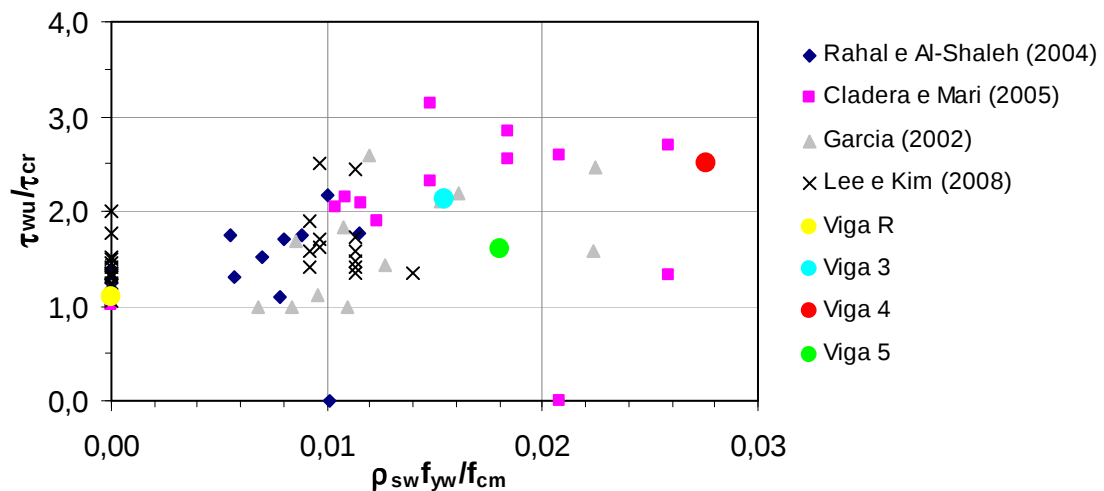


Figura 4.18 - Relação τ_{wu}/τ_{cr} em função de $\rho_{sw}f_{yw}/f_{cm}$ para as vigas ensaiadas neste trabalho e por Garcia (2002), Rahal e Al-Shaleh (2004), Cladera e Mari (2005) e Lee e Kim (2008).

Segundo Garcia (2002), o parâmetro τ_{wu}/τ_{wcr} não foi um bom parâmetro para servir de base para definir a armadura transversal mínima, pois apresentou muita dispersão entre os valores. Neste estudo as vigas apresentaram valor médio de aproximadamente 2, e os resultados variaram entre 1,6 e 2,5; sendo que as vigas 2 e 3 apresentaram resultados aproximadamente iguais.

O parâmetro τ_{wy}^* (valor médio dos valores de τ_{wy} correspondentes aos estribos que atingiram a tensão de escoamento) é mais representativo do comportamento devido ao cortante, pois ele engloba o que ocorre em vários estribos e não apenas em um. O valor de τ_{wy}^*/τ_{wu} igual a 1,5 pode ser usado para a definição da armadura transversal mínima (Garcia, 2002).

A Figura 4.19 apresenta a relação τ_{wy}^*/τ_{wcr} em função de $\rho_{sw}f_{yw}/f_{cm}$ para as vigas ensaiadas neste trabalho e por Garcia (2002). Observa-se que, apenas a viga 5 apresentou valor aproximadamente igual a 1,5, valor mínimo recomendado por Garcia (2002) para a definição da armadura transversal mínima.

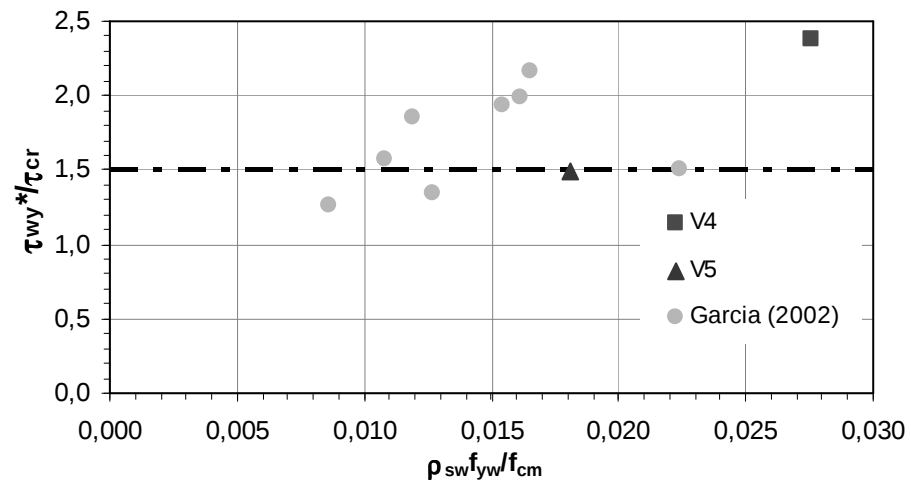


Figura 4.19 - Relação τ_{wy}^* / τ_{wcr} em função de $\rho_{sw} f_{yw} / f_{cm}$ para as vigas ensaiadas pela autora e por Garcia (2002).

5. CONCLUSÕES

De acordo com os resultados obtidos no programa experimental, foi possível tirar as seguintes conclusões, a respeito do comportamento das vigas de concreto geopolimérico com armadura transversal mínima:

- o padrão de fissuração e o modo de ruptura apresentado pelas vigas foi semelhante ao apresentado na literatura para as vigas de concreto convencional. Todas as vigas romperam por cortante logo após o aparecimento das fissuras diagonais, com ruptura de pelo menos um estribo;
- os deslocamentos verticais no meio do vão para a carga última (Δ_u) foram bastante elevados, devido ao baixo módulo de deformação apresentado pelo concreto. Porém o índice de ductilidade Δ_u/Δ_{cr} de todas as vigas foi próximo de 2,0, valor mínimo recomendado por Garcia (2002) para vigas com armadura transversal aproximadamente a mínima;
- com relação aos parâmetros usados para definir a armadura transversal mínima, o critério de reserva de resistência V_u/V_c não demonstrou ser um bom critério, apresentando valores muito maiores do que o recomendado. Isto mostra que os modelos teóricos para o cálculo de cortante em vigas de concreto convencional não foram aplicáveis para vigas de concreto com cimento geopolimérico desse estudo. O critério τ_{wu}/τ_{wcr} apresentou valores coerentes, com valor médio em torno de 2, porém maior do que o valor unitário, recomendado pela literatura como definidor de vigas que possuem armadura transversal mínima. Já pelo critério definido por Garcia (2002) τ_{wy}^*/τ_{wcr} , apenas a viga 5 apresentou valor em torno de 1,5, mostrando que taxa de armadura transversal adotada para essa viga pode ser admitida como sendo a mínima;
- em relação ao concreto de cimento geopolimérico, observou-se que apesar de todas as vigas terem sido produzidos a partir do mesmo traço, elas apresentaram diferentes resistências a compressão. Além disso, o concreto apresentou valores de resistência à compressão relativamente baixos, devido à elevada cristalinidade do metacaulim, que prejudicou o desempenho mecânico do concreto geopolimérico.
- os resultados obtidos nesse estudo indicam que as vigas de concreto de cimento geopolimérico apresentaram de um modo geral comportamento semelhante ao concreto convencional, com algumas exceções, principalmente

capacidade última. Ressalta-se que esse trabalho apresentou resultados preliminares sobre o comportamento de vigas de concreto geopolimérico com pouca armadura transversal e que outros estudos devem ser realizados para que a futura aplicação deste concreto na construção civil seja confiável.

- como continuação do estudo realizado, sugere-se que, tendo por base o que foi aqui verificado, sejam feitas investigações experimentais em vigas de concreto de cimento geopolimérico de elevada resistência à compressão. Isto possibilitará validar e melhorar o que aqui é proposto. Sugere-se também para trabalhos futuros que sejam realizados estudos experimentais para a padronização dos procedimentos de produção do concreto geopolimérico: mistura, moldagem, adensamento, cura *etc.*

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

American Concrete Institute (2005) Building code requirements for reinforced concrete and commentary: ACI 318 / ACI 318R. Detroit.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2003) Projeto e execução de obras de concreto armado: NBR 6118. Rio de Janeiro.

Canadian Standards Association (2004) Design of concrete structures: CSA-A23.3. Canada.

Cardoso, R. S. V. (1998) *Resistência ao cortante em vigas de concreto de alta resistência*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Rio de Janeiro - RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE/UFRJ, 137p.

Castro, F. A. B. (1997) *Cisalhamento em vigas de concreto armado: estudo paramétrico*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Rio de Janeiro - RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPPE/UFRJ, 95p.

Cladera, a.; Mari, A. R. (2005) Experimental study on high-strength concrete beams failing in shear. *Engineering Structures*. 27:1519-1527.

Collins, M. P., Kuchma, D., 1999, How Safe are Our Large, Lightly Reinforced Concrete Beams, Slabs, and Footings. *ACI Structural Journal*. 96:482-490.

Comité Euro-International du Béton (1990). Model Code 90: bulletin d'information n° 213/214: CEB-FIP Lausanne.

Davidovits, J. (1993) From ancient concrete to geopolymers. *Arts et Metiers Magazine*, Saint-Quentin. 180:8-16.

Davidovits, J. (1994) Properties of geopolymer cements. *Proceedings of the first international conference on alkaline cements and concretes 1*, Ucrânia, p. 131-149.

Davidovits, J. (2002) 30 Years of Successes and Failures in Geopolymer Applications. Market Trends and Potential Breakthroughs. *Geopolymer 2002 Conference*, Saint-Quentin, France, p.1-9.

Dias, D. P. (2001) *Cimentos geopoliméricos: estudo de agentes químicos agressivos, aderência e tenacidade à fratura*. Tese (Doutorado em Ciência dos Materiais) - Rio de Janeiro - RJ, Instituto Militar de Engenharia - IME, 216p.

Dias, A. A. (2008) *Estudo da degradação de argamassa geopolimérica por ácidos acético e sulfúrico*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Campos dos Goytacazes - RJ, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro - UENF, 95p.

Duxon, P., Fernandez-Jimenez, A., Provis, J.L., Lukey, G.C., Palomo, A., Van Deventer, J.S.J. (2006) Geopolymer technology: the current state of the art. *Journal of Materials Science*, Austrália. 42:2917-2933.

European Committee for Standardization (2004) Design of concrete structures, part 1: general rules and rules for buildings: EUROCODE 02. Brussels.

Garcia, S. L. G. (2002) *Taxa de armadura transversal mínima em vigas de concreto armado*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Rio de Janeiro - RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro - COPEE/UFRJ, 207p.

Giannopoulou, I; Pantias, D. (2007) Structure, design and applications of geopolymeric materials. *International Conference Deformation Processing and Structure of Materials 3*. Sérvia, v.4, p.1012-1020.

Kotsovos, M. D. (1983) Mechanisms of shear failure. *Magazine of Concrete Research*. 35:99-105.

Lee, J. Y., Kim, U. K. (2008) Effect of longitudinal tensile reinforcement ratio and shear span-depth ratio on minimum shear reinforcement in beams. *ACI Structural Journal*. 105:134-144.

Mauri, J. (2008) *Estudo da degradação de argamassa geopolimérica por sulfatos de cálcio, de sódio e de magnésio*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Campos dos Goytacazes - RJ, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro - UENF, 95p.

Ozcebe, G., Ersoy, U., Tankut, T., (1999) Evaluation of minimum shear reinforcement requirements for higher strength concrete. *ACI Structural Journal*. 96: 361-368.

Pereira, D. S. T. (2006) *Concreto de cimento geopolimérico reforçado com fibras de aço para pavimentação*. Dissertação (Mestrado em Ciência dos Materiais) - Rio de Janeiro - RJ, Instituto Militar de Engenharia - IME, 202p.

Rahal K. N.; Al-Shaled. K. S. (2004) Minimum Shear Reinforcement in 65 MPa Concrete Beams. *ACI Structural Journal*. 101:872-878.

Sarkar, S., Adwan, O., Bose, B. (1990) Shear stress contributions and failure mechanisms of high strength reinforced concrete beams. *Materials and Structures*, 32:112-116.

Shehata, I. A. E. M., Shehata, I. C. D., Garcia, s. L. G. (2000) Taxas de armadura mínimas em vigas de concreto de diferentes resistências - enfoque teórico. *Anais, IV Congresso de Engenharia Civil*, Universidade Federal de Juiz de Fora.

Silva, F.J.; Thaumaturgo, C.; Oliveira, M.C.; Machado, M.V.S.; Duarte, F.P. (2000) Cimentos geopoliméricos. *Anais do Simpósio Matéria 2000/Notimat* Rio de Janeiro.

Skaf, T. B. (2008) *Influência de matérias-primas na microestrutura e resistência de compósitos geopoliméricos*. Dissertação de Mestrado em Ciências dos Materiais - Rio de Janeiro - RJ, Instituto Militar de Engenharia - IME, 118p.

Soares, J. C. (2006) *Aço-concreto geopolimérico: correlação entre a tensão de aderência e comprimento de ancoragem*. Dissertação (Mestrado em Engenharia

Civil) - Campos dos Goytacazes - RJ, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro - UENF, 124p.

Sumajouw, M. D. J.; Rangan, B. V. (2006) Low-calcium fly ash-based geopolymer concrete: reinforced beams and columns. *Research Reprt GC 3*. Curtin University of Technology. Austrália, 120 p.

Thorenfeldt, E., Drangsholt, G. (1990) Shear capacity of reinforced high strength concrete beams. *ACI Special Publication*, 121:129 -154.

Vargas, A. S. (2006) *Cinzas volantes álcali-ativadas para a obtenção de cimentos especiais*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Porto Alegre - RS, Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRS, 180p.

VIANA, T. G. (2009) *Comportamento de pilares de concreto geopolimérico*. Dissertação em andamento (Mestrado em Engenharia Civil) - Campos dos Goytacazes - RJ, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro - UENF.

7. ANEXO FOTOGRÁFICO

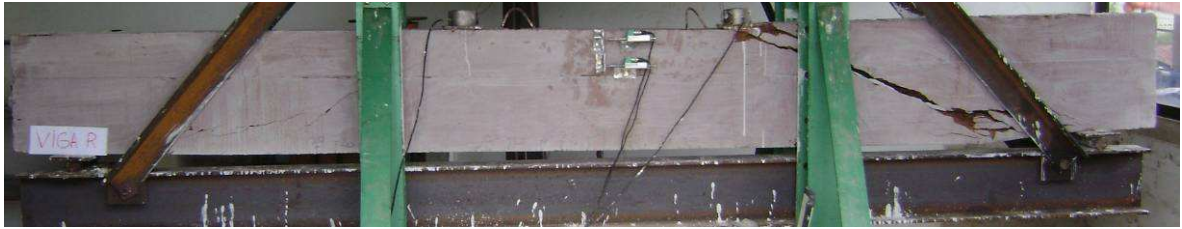
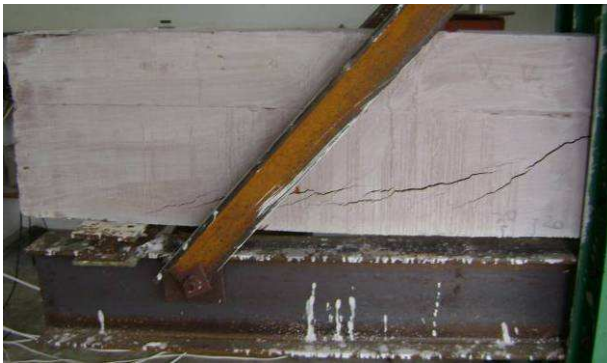


Figura 7.1 - Viga de referência após a ruptura.



(a)



(b)

Figura 7.2 - Viga de referência (a) fissuras diagonais (b) Ruptura

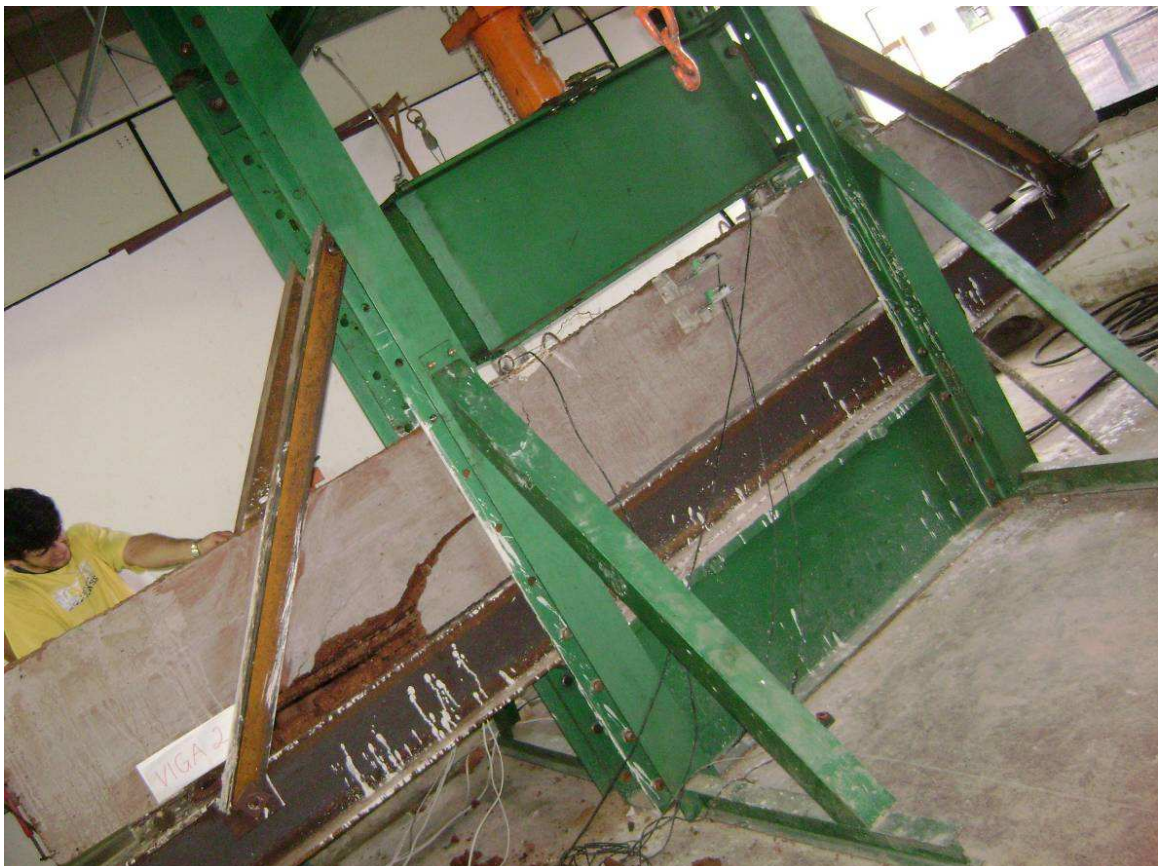


Figura 7.3 - Viga 2 após a ruptura



(a)



(b)

Figura 7.4 - Detalhe da ruptura da viga 2 (a) fissuras diagonais (b) Ruptura



Figura 7.5 - Viga 3: Detalhe da formação das fissuras



Figura 7.6 - Viga 3 após ruptura.



(a)



(b)

Figura 7.7 - Viga 4 (a) Detalhe da ruptura (b) Ruptura do estribo



(a)



(b)

Figura 7.8 - Viga 5 (a) Detalhe da ruptura (b) Ruptura do estribo